

TEKNILLINEN KORKEAKOULU
RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN OSASTO
RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN KOULUTUSOHJELMA

Ari Laitinen

Rigilock-runkojärjestelmän liitoksen kehitystutkimus

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi diplomi-insinöörin tutkintoa varten 03.03.1997

Työn valvoja: Professori Pentti Mäkeläinen

Työn ohjaaja: DI Erkki Saarinen Rakennustuotteiden Laatu RTL Oy

TEKNILLINEN KORKEAKOULU
Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan
osaston kirjasto

Tekijä ja työn nimi: Ari Laitinen

Rigilock-runkojärjestelmän liitoksen kehitystutkimus

Päivämäärä: 03.03.1997

Sivumäärä: 108

Osasto:

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan osasto

Professuuri:

Teräsrakennetekniikka

Työn valvoja:

Professori TkT Pentti Mäkeläinen

Työn ohjaaja:

DI Erkki Saarinen

Rigilock-runkojärjestelmän ideana on palkki-pilariliitokseen kehitetty liitoskappale, johon yhden kerroksen korkuiset pilarit ja yksiaukkoiset palkit voidaan liittää laippaliitoksin osittain jäykiksi jatkuviksi rakenteiksi. Tutkimustyön päätavoitteena oli selvittää kuormituskokeiden avulla liitoksen käyttäytymistä ja momentti-kiertymäyhteyden määrittämistä, jolloin liitoksen osittainen jäykkyys saadaan hyödynnetyksi. Osittain jäykät liitokset mahdollistavat sivusuunnassa tuetuissa kehissä palkkien koon pienenemisen ja sivusuunnassa tukemattomissa kehissä saadaan vaakasuuntainen jäykistys mahdollisesti toteutettua ilman erillistä jäykistävää rakennetta, mikä pienentää kehien kokonaiskustannuksia. Tutkimuksessa pyrittiin myös kehittämään liitosta alkuperäistä jäykemmäksi.

Tutkimuksessa suoritettiin neljä ns. "krusifiksi"-tyyppiselle rakenteelle tehtyä kuormituskoeetta, jolla aiheutettiin palkin ja liitoskappaleen liitokseen negatiivinen taivutusmomentti ja pyrittiin selvittämään liitoksen kiertojäykkyys kehän suuntaan.

Tutkimuksessa käytetyt koekappaleet vastasivat todellisia rakenteita. Teräsosat valmistettiin konepajalla ja varsinaiset koekappaleet koottiin rakennustekniikan osaston koehallissa.

Tutkimuksessa ensimmäisenä koeistettu Delta-palkin ja neliöputkipilarin liitos pelkillä teräsosilla vastasi jäykkyydeltään niveltä ja liitoksen kiertymäkyky oli riittävä. Toisessa ja kolmannessa kokeessa liitosalue oli betonoitu. Toisessa kokeessa käytettiin Delta- ja kolmannessa HQ-palkkia ja näissä molemmissa palkki-pilariliitoksissa käytettiin samaa saumaraudoitusta. Näiden kokeiden tulokset vastasivat hyvin tarkasti toisiaan, ja molempien maksimi momenttikapasiteetti oli noin 25% jäykän liitoksen kapasiteetista, mikä oli melko alhainen mitoituksessa hyödynnettäväksi.

Viimeisessä kokeessa liitoksen jäykkyys saatiin huomattavasti suuremmaksi kahden liitososan läpi pultatun kierretangon avulla. Tämän liitoksen jäykkyys on n.50-100% palkin kapasiteetista riippuen siitä, mille jännevälille liitosta sovelletaan. Saavutettu jäykkyys mahdollistaa eräissä tapauksissa kehän jäykistämisen ilman ulkopuolista jäykistystä, jolloin osittain jäykän liitoksen hyödyntäminen on järkevää.

Kierretangoilla jäykistetyt liitoksen käyttö ei ole mahdollista HQ-palkin kanssa, vaan tähän liitokseen soveltuvat paremmin kuumavalssatuilla profiileilla, kuten I-palkeilla toteutetut matalavälipohjapalkkien sovellutukset.

**HELSINKI UNIVERSITY
OF TECHNOLOGY**
**ABSTRACT OF THE
MASTER'S THESIS**

Author and name of thesis:	Ari Laitinen Development Study on Beam-to-Column Connection of the Rigilock Framing System	
Date:	03.03.1997	Number of pages: 108
Faculty: Faculty of Civil and Environmental Engineering	Chair: SteelStructures	
Supervisor: Professor Dr. Pentti Mäkeläinen Instructor: M.Sc.(Eng.) Erkki Saarinen		
<p>The idea of Rigilock-frame system is a connection part developed for beam-to-column connections, where one storey columns and single span beams can be connected with bolted steel end plate to semi-rigid connections. The main purpose of this study was to investigate experimentally the moment-rotation behaviour and then to get advantage of semi-rigid action of connections in calculation. Use of semi-rigid connections in braced frames may reduce beam sizes and in unbraced frames connections can be rigid enough to prevent sway without separate stabilizing construction, which reduces the total costs of frames. In this study, it was also aimed to increase the rigidity, rotation capacity and strength of the connection.</p> <p>In this study four loading tests for a "crucifix"-type construction were carried out, where the hogging bending moment was caused to bam-to-column connection. The rotational stiffness of beam-to-column connection was also investigated.</p> <p>Steel parts used of this study were equivalent to the actual structures. Steel parts were made in an engine shop and test specimens were assembled in the Testing Hall of Civil and Environmental Engineering Department.</p> <p>The first loading test for a connection with a Delta-beam and a square hollow section column behaved like pinned joint and its ability to rotate was adequate. In the second and third tests, the connection area was casted with concrete. In the second test a Delta-beam and in the third test a HQ-beam were used. Both test specimens had similar reinforcements. The results of these two tests were accurately similar and both had a maximum moment capacity of about 25 % compared to that of the rigid connection, which was quite little to be utilized in the design.</p> <p>In the last test, the stiffness of connection reached was significantly larger by using two threaded rods bolted through the connection part. The stiffness of this connection was about 50-100 % of the moment capacity of beam depending on the span used. The stiffness of connection makes it in some cases possible to brace the frame without any separate stiffening system and then it is very useful to utilize semi-rigid connection behaviour in calculations.</p> <p>The use of connection with threaded rods and HQ-beam is practically not possible. Normal I-sections and other slim floor beams are technically better in these connections.</p>		

ALKULAUSE

Tämä diplomityö on tehty Teräsrakenneyhdistys ry:n myöntämän apurahan tuella Teknillisen korkeakoulun Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan osaston Teräsrakennetekniikan oppituolissa.

Työn valvojana on toiminut professori Pentti Mäkeläinen ja työn ohjaajana diplomi-insinööri Erkki Saarinen Rakennustuotteiden Laatu RTL Oy:stä, joita haluan kiittää saamastani tuesta. Kiitän myös tutkimuksen tilaajaa, arkkitehti Tuomo Juolaa sekä Teräsrakenneyhdistystä, Rautaruukki Oy:tä ja PPTH-Teräs Oy:tä tuesta ja koemateriaalien toimittamisesta. Lisäksi kiitän Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan laitoksen koehallin henkilökuntaa. Erityisesti kiitän vaimoani Saria kärsivällisyydestä ja kannustuksesta.

Helsingissä 03.03. 1997



Ari Laitinen

Merkinnät

A	Pinta-ala (mm^2)
E	Kimmomoduuli (N/mm^2)
F	Pistekuorma (kN)
I	Jäyhyysmomentti (mm^4)
I_b	Palkin jäyhyysmomentti
I_c	Pilarin jäyhyysmomentti
K_b	Palkin nurjahduspituussuhde
K_c	Pilarin nurjahduspituussuhde
K_{el}	Pilarin kimmainen nurjahduspituussuhde
K_{ij}	Tehollinen jäykkyystekijä
L	Pituus (mm)
L_b	Palkin pituus
L_c	Nurjahduspituus
M	Taivutusmomentti (kNm)
$M_{pl,Rd}$	Poikkileikkauksen plastinen taivutuskestävyys
M_{rd}	Liitoksen taivutusmomentti
M_{AB}	Sauvanpäämomentti (kulmanmuutosmenetelmässä)
N_e	Eulerin nurjahduskuorma
N_{cr}	Pilarin kriittinen nurjahduskuorma
S_j	Liitoksen kiertojäykkyys (kNm/rad)
$S_{j,sek}$	Liitoksen sekanttijäykkyys
$S_{j,tan}$	Liitoksen tangenttijäykkyys
V	Leikkausvoima (kN)
a	Liitoksen jäykkyysparametri
g	Suhteellinen joustokerroin
h	Korkeus
m	Suhteellinen taivutusmomentti.
n_l	Jakaantumistekijä
α	Suhteellinen jäykkyys
γ	Kuorman osavarmuusluku
δ	Taipuma (mm)
ϕ	Kiertymä (rad)
ϕ_{con}	Kiertymä liitosalueen muodonmuutoksista
ϕ_j	Liitoksen kiertymä
ϕ_{Cd}	Liitoksen kiertymiskyky
θ	Kiertymä (kulmanmuutosmenetelmässä)

Sisällysluettelo

1 Johdanto

- 1.1 Tutkimuksen lähtökohdat
- 1.2 Rigilock-runkojärjestelmä
- 1.3 Käytettävien materiaalien materiaaliominaisuudet

2 Liitoksen jäykkyyden vaikutus kehärakenteen toimintaan

- 2.1 Osittain jäykkien liitosten luokittelu momentti-kiertymäyhteyden perusteella
 - 2.1.1 Luokitteluperusteet
 - 2.1.2 Luokittelu Eurocode 3:n mukaan
- 2.2 Kehän analysoinnin lähtökohdat
- 2.3 Kehän kokonaistarkastelu osittain jäykillä liitoksilla
 - 2.3.1 Sivusiirtyvät kehät
 - 2.3.2 Sivusiirtymättömät kehät
- 2.4 Soveltaminen kulmanmuutosmenetelmän laajennettuihin perusyhtälöihin
- 2.5 Osittain jäykkien liitosten vaikutus palkin käyttäytymiseen
- 2.6 Osittain jäykkien liitosten vaikutus pilarin käyttäytymiseen

3 Kuormituskokeet

- 3.1 Johdanto
- 3.2 Yleinen koejärjestely
 - 3.2.1 Koekappaleet
 - 3.2.2 Mittaus- ja muut järjestelyt
- 3.3 Suoritetut mittaukset
- 3.4 Koejärjestelyjen sisäiset voimat ja kiertymien määrittäminen
- 3.5 Koekohtaiset järjestelyt ja mittaustulokset
 - 3.5.1 Koe 1a
 - 3.5.2 Koe 1b
 - 3.5.3 Koe 1c
 - 3.5.4 Koe 2
- 3.6 Koetulosten vertailu ja luokittelu
 - 3.6.1 Koetulosten luokittelu
 - 3.6.2 Liitoksen jäykkyys
- 3.7 Tulosten luotettavuus

4 Tulosten soveltaminen välipohjan mitoituksessa

- 4.1 Liitoksen jäykkyysluokitus
- 4.2. Liitoksen toiminta eri saumateräsmäärillä

5 Case

6 Yhteenveto

1 Johdanto

1.1 Tutkimuksen lähtökohdat

Rigilock-runkojärjestelmän ideana on pilari-palkkiliitokseen kehitetty liitoskappale ns. "Rigilock-kuutio", johon pilarit ja palkit voidaan liittää pulttiliitoksin osittain jäykkinä laippaliitoksina. Teräsrungot on yleensä mitoitettu olettamalla pilarien ja palkkien liitokset joko nivelellisiksi tai jäykiksi. Osittain jäykkien liitosten ominaisuuksien hyväksikäyttö käytännön suunnittelussa on ollut hankalaa ja monimutkaista, mutta nykyinen tietotekniikan kehitys on tehnyt sen mahdolliseksi ja tietokoneet pystyvät varsin vaivattomasti ja taloudellisesti hyödyntämään monimutkaisiakin kehämalleja. "Kuution" avulla rakenteiden jatkuvuutta pystytään käyttämään hyväksi, jolloin liitokset toimivat osittain jäykkinä ja mahdollisuudet materiaalisäästöihin ovat hyvät. "Kuution" liitettävät osat ovat yksiaukkoisia palkkeja ja yhden kerroksen korkuisia pilareita, jotka saadaan liitettyä helposti jatkuviksi rakenteiksi. Tutkimuksen päätavoitteena on selvittää kuormituskokeiden avulla liitoksen käyttäytymistä ja momentti-kiertymä yhteyden tuntemista, jolloin sen osittainen jäykkyys on mahdollista hyödyntää. Osittain jäykät liitokset mahdollistavat sivusuunnassa tuetuissa kehissä palkkien korkeuden pienenemisen ja sivusuunnassa tukemattomissa kehissä liitokset ovat yksinkertaisempia, mikä pienentää kehien kokonaiskustannuksia. Kehitystyön tavoitteena on myös vakioida pilareita, palkkeja ja kuutioita jolloin osia on mahdollista valmistaa varastoon ja liitosdetaljit helpottuvat samoin kappaleiden valmistus.

1.2 Rigilock-runkojärjestelmä

Rigilock-runkojärjestelmä on kaksiulotteinen teräskehä, jossa yksikerroksiset pilarit ja yksiaukkoiset palkit liitetään jatkuviksi rakenteiksi liitokseen tulevan rigilock-liitososan avulla. Runko voidaan jäykistää esim. ristikkojäykistyksellä tai betonisilla porrastorneilla ja tässä tutkimuksessa on tarkoitus selvittää onnistuuko jäykistys osittain jäykkien liitosten avulla. Palkkeiksi soveltuvat kaikki palkkityypit, jotka voidaan liittää laippaliitoksella, kuten esimerkiksi HQ- ja Deltapalkki. Pilareiksi soveltuvat ainakin suorakaide- ja

ympyräputkipilari, jotka liitetään "kuutioon" laippaliitoksella pultein. Välipohjaratkaisuksi soveltuvat hyvin esim. ontelolaatta, liittolaatta ja paikallavalulaatta.

Liitososa hitsataan normaalista rakenneteräksestä. Tulevaisuudessa "kuutio" mahdollisesti valmistetaan GRP500 pallografiitti valuraudasta, tai teräsvaluna, jolloin se saadaan erittäin mittatarkaksi ja reikien toleranssit saadaan pieniksi mutta tässä vaiheessa materiaalin soveltuminen vaatisi lisäselvityksiä. Palkit ja pilarit liitetään "kuutioon" tehtyihin reikiin pulttiliitoksin ja "kuutioon" tehdään aukot saumaterästen ja pilarin terästen läpivientä varten, joka parantaa rakenteen jatkuvuuden saavuttamista. Pulttiliitosten käyttö helpottaa asennusta ja rakenne on varsin yksinkertainen koota työmaalla.

Liitoskohta täytetään juotosbetonilla palkkien saumavalujen yhteydessä, jolloin palotekniset ominaisuudet saadaan hallittua liitoksen jäädessä betonivalun sisään. Raahan Technopark-projektissa on käytetty ratkaisua hyödyntämättä liitoksen jäykkyysominaisuuksia ja saatujen kokemusten perusteella rungon asennus oli helppoa ja työmaa pysyi näin helposti aikataulussaan sekä erittäin siistinä. Kehärakennetta voidaan soveltaa ainakin jännevälialueella 4,8m - 7,2m, jolloin pitkillä jänneväleillä soveltuvuuden määrittää liitoksen leikkauskapasiteetti tuella liitoksen toimiessa nivelenä. Rakenteen soveltaminen avaruuskehiin on hankalaa ja sitä ei tässä työssä ole selvitetty.

1.3 Käytettävien materiaalien materiaaliominaisuudet

Rakenneosissa käytetään standardin SFS-EN mukaista rakenneterästä S355. Sen myötöraja on 355 N/mm^2 ja kimmokerroin 210000 N/mm^2 . Liitoksissa käytettävät pultit ovat lujuusluokkaa 8.8 standardin SFS2173:n mukaisesti. Liitoksen betonoinnissa on lujuusluokkana käytetty K30 ja betoniteräokset ovat olleet A500 HW:tä.

2 Liitoksen jäykkyyden vaikutus kehärakenteen toimintaan

2.1. Osittain jäykkien liitosten luokittelu momentti-kiertymäyhteyden perusteella

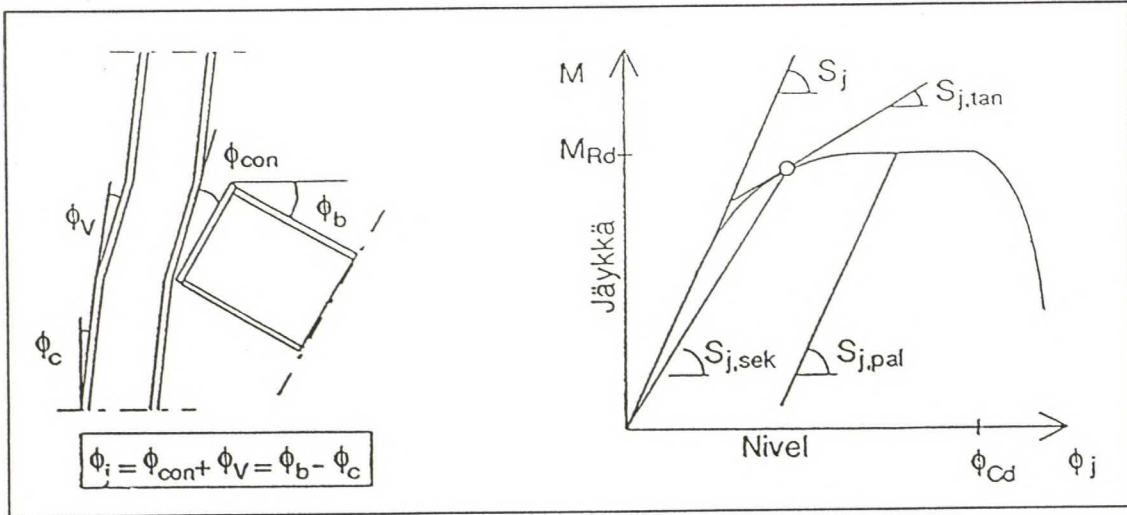
2.1.1 Luokitteluperusteet

Pilari-palkki liitokset mitoitetaan yleensä nivelellisiksi tai jäykiksi. Todellinen käytös on kuitenkin yleensä osittain jäykkä ja tällöin mitoitusperusteet saadaan määrittämällä momentin ja kiertymän välinen yhteys. Momentti-kiertymä yhteyden avulla liitos saadaan luokiteltua kiertymäjäykkyydeltään jäykäksi, osittain jäykäksi tai nimellisesti niveleksi. Momenttikestävyyden perusteella liitos voidaan luokitella myös niveleksi, osittain lujaksi tai täysin lujaksi liitokseksi. Liitoksen luokittelu antaa mitoitusperusteet sille, että liitoksella on oletettu kestävyys, jäykkyys ja kiertymiskyky.

Todellisessa rakenteessa pilari-palkki liitoksen momentti-kiertymä yhteys on yleensä epälineaarinen. Momentti-kiertymäyhteyden mitoitusarvot saadaan määritettyä kokeiden avulla, jolloin mitoitus perustuu varmennettuun teoriaan. Liitoksen kiertymä (ϕ_j) aiheutuu liitosalueen muodonmuutoksista (ϕ_{con}) ja pilarin uuman leikkausmuodonmuutoksista (ϕ_v) kuvan 2.1 mukaisesti. Rigilock liitoksella pilarin uuman leikkausmuodonmuutosta ei tapahdu. Liitoksen kiertymiskyky (ϕ_{cd}) on momenttikestävyyttä vastaava suurin kiertymä. Liitoksen kiertymisjäykkyys (S_j), joka on momentti-kiertymä käyrän kulmakerroin, voidaan laskea kaavasta

$$S_j = M_{Rd} / \phi(M_{Rd}) \quad (1)$$

jossa M_{Rd} on liitoksen momenttikestävyyden mitoitusarvo ja ϕ vastaava kiertymä liitoksessa.



Kuva 2.1. Liitoksen kiertymä (ϕ_j) ja momentti-kiertymäyhteys.

2.1.2 Luokittelu Eurocode 3:n mukaan

Eurocode 3:n mukaisessa luokittelussa liitoksen kiertymisjäykkyyden perusteella käytetään momentille ja kiertymälle seuraavia suhteellisia arvoja

$$m = M / M_{pl,Rd} \quad (2)$$

$$\phi = (E I_b \phi) / (L_b M_{pl,Rd}) \quad (3)$$

joissa $M_{pl,Rd}$ on liitokseen liittyvän palkin plastisen momenttikestävyyden mitoitusarvo ja $E I_b$ on liittyvän palkin taivutusjäykkyys ja L_b liittyvän palkin pituus. M on taivutusmomentti ja ϕ kiertymä liitoksessa.

Palkki-pilariliitos luokitellaan nimellisesti niveleksi, kun on voimassa ehto

$$S_j \leq 0,5 E I_b / L_b \quad (4)$$

jossa S_j on liitoksen sekanttijäykkyys.

Osittain jäykkien liitosten luokittelu jaetaan kahteen eri tapaukseen eli jäykistämättömään kehään ja jäykistettyyn kehään. Jäykistämättömässä kehässä liitos luokitellaan osittain jäykeksi, kun seuraavat epäyhtälöt ovat voimassa:

$$m < 2/3, \quad m < 25\phi \quad (5)$$

$$2/3 < m < 1.0, \quad m < (25\phi + 4)/7 \quad (6)$$

Jäykistetyin kehän liitos luokitellaan vastaavasti osittain jäykäksi epäyhtälöillä:

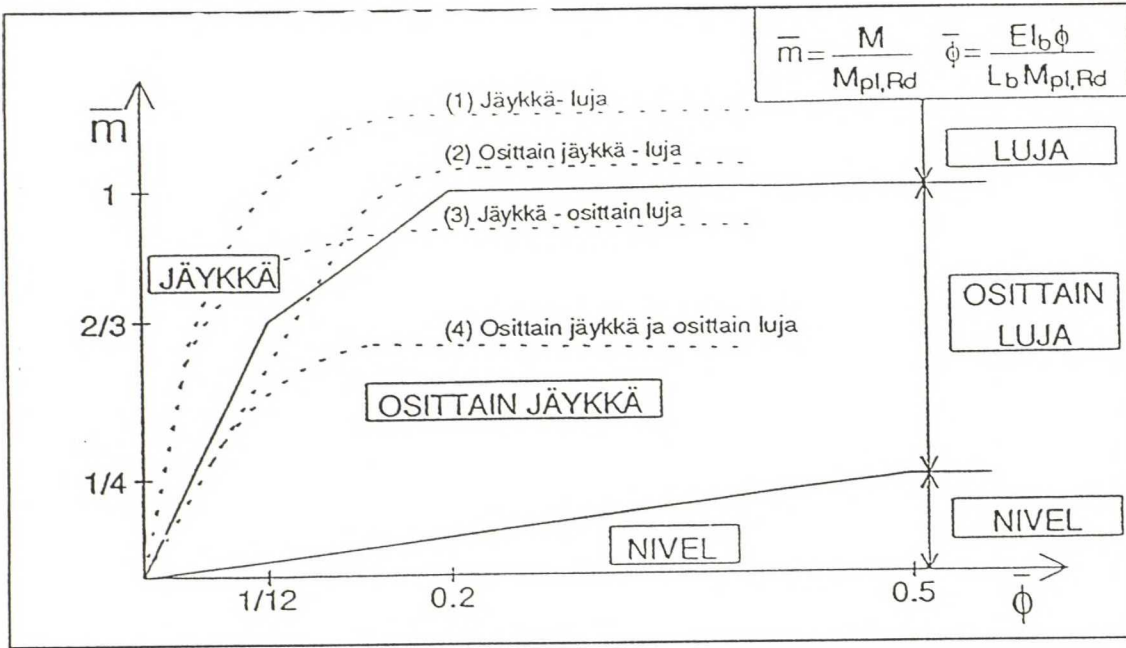
$$m < 2/3, \quad m < 8\phi \quad (7)$$

$$2/3 < m < 1.0, \quad m < (20\phi + 3)/7 \quad (8)$$

Kaavojen (5) ja (6) määrittelemää suoraa voidaan käyttää jäykistämättömässä kehässä vain, jos jokaisessa kerroksessa on voimassa ehto:

$$K_b / K_c \geq 0.1 \quad (9)$$

missä K_b on ko. kerroksen yläosassa olevien kaikkien palkkien I_b / L_b -arvojen keskiarvo ja K_c on ko. kerroksessa olevien kaikkien pilarien I_c / L_c -arvojen keskiarvo.



Kuva 2.2 Liitoksen luokittelu Eurocode 3:n mukaan

Liitoksen on kestettävä siihen kohdistuvan kuormituksen aiheuttama taivutusmomentti ja kiertymä riippumatta siitä, oletetaanko sen toimivan kiertymisen suhteen nivelenä, osittain jäykkänä tai jäykkänä. Plastisuusteoriaa käytettäessä liitoksen kiertymiskyvyn on oltava niin suuri, että se mahdollistaa muiden tarvittavien plastisten nivelten syntymisen. Liitokselta vaadittu momenttikestävyys täytyy saavuttaa sellaisella kiertymällä, ettei muiden plastisten nivelten kiertymiskykyä tai rakenteen siirtymän murtorajatilaa ylitetä.

2.2 Kehän analysoinnin lähtökohdat

Eurocode 3 luokittelee kehärakenteet kuvan 2.3. mukaisesti jäykistettyihin/jäykistämättömiin tai sivusiirtyviin/sivusiirtymättömiin.

Kehä luokitellaan jäykistetyksi (braced), kun voidaan riittävällä tarkkuudella olettaa, että jäykistyssysteemi kestää kaikki vaakasuuntaiset kuormitukset.

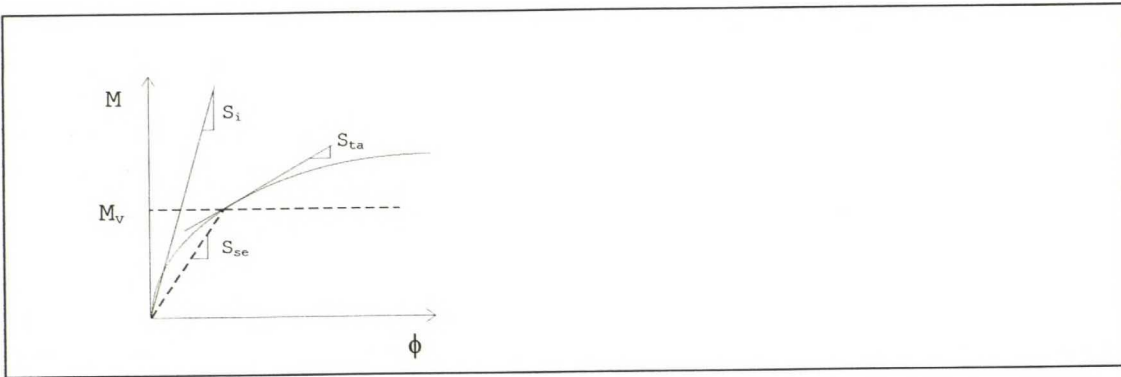
Kehä luokitellaan sivusiirtymättömäksi (non-sway), kun sen jäykkyys tason vaakasuuntaisten voimien suhteen on riittävä toisen kertaluvun vaikutusten jäädessä merkityksettömiksi.

	braced	unbraced
non sway		
sway		

Kuva 2.3 Kehän luokittelu.

Kehärakenteiden liitokset käyttäytyvät melko monimutkaisesti, jolloin ainoastaan niiden lujuus ja jäykkyys saadaan laskettua suhteellisen kohtuullisella tarkkuudella. Kehän analysoinnissa on kuitenkin välttämätöntä tuntea liitosten jäykkyyden ja lujuuden vaikutus kehän käyttäytymiseen, jotta laskelmat saadaan vastaamaan rakenteen todellista käyttäytymistä

Kehän stabiiliteettia laskettaessa on tärkeä tietää, voidaanko liitoksen epälineaarista käyttäytymistä kuvattaessa käyttää yksinkertaistettua mallia. Epälineaarisesti käyttäytyvän liitoksen geometriset ja materiaaliset ominaisuudet voidaan kuvata käyttämällä liitokselle kaksois-lineaarista approksimaatiota, jolloin kehän stabiiliteettia siirtymiä ja voimasuureita laskettaessa käytetään hyväksi liitoksen sekanttijäykkyyttä. Kuvan 2.4 momentti-kiertymä kuvaajan todellinen tangenttijäykkyys S_{tan} momentin arvolla M_v on huomattavasti pienempi kuin laskennassa käytetty sekanttijäykkyys S_{sek} . Voidaan kuitenkin osoittaa, että sekanttijäykkyyden käyttäminen on varmalla puolella oleva oletus liitoksen käyttäytymiselle kehän stabiiliteettia siirtymiä ja voimasuureita laskettaessa.



Kuva 2.4 Liitoksen momentti-kiertymäyhteys ja epälineaarinen käyttäytyminen.

2.3 Kehän kokonaistarkastelu osittain jäykillä liitoksilla

2.3.1 Sivusiirtyvät keuhät

Sivusiirtyvien kehien suunnittelussa on huomioitava puristavien normaalivoimien ja kehän sivusiirtymistä aiheutuvat toisen kertaluvun vaikutukset. Kehän stabiilitettä määritettäessä kriittisin kuormitustapaus on yleensä sellainen, jossa pystykuormat ovat suurimmillaan ja horisontaalikuormana on tuulikuorma. Liitoksien mallintamiseen voidaan käyttää seuraavia menetelmiä:

1. lineaarisesti kimmoisin
2. kimmoisin epälineaarinen
3. kimmo-plastinen

Eurocode 3:ssa on kehien kokonaistarkastelulle myös luokittelu, joka lukee mukaan rakennemateriaalin voima-siirtymä käyttäytymisen:

1. Kimmoisin analyysi, jossa on oletettu materiaalin voima-siirtymä kuvaaja lineaariseksi.
2. Plastinen analyysi, jossa voidaan käyttää kolmea eri mallia:
 - jäykkä - plastinen
 - kimmoisin - ideaalipplastinen
 - kimmo - plastinen

Kehän kokonaistarkastelu käyttörajoitilassa

Käyttörajoitilakuormilla toisen kertaluvun vaikutukset ovat vähemmän merkittäviä ja yleisessä käytännön suunnittelussa jatkuvilla kehillä nämä vaikutukset jätetään huomioimatta. Varsinkin alle kolme kerroksisissa kehillä liitosten joustavuudella on huomattavasti suurempi vaikutus. Momentti-kiertymä kuvaajan ollessa tunnettu voidaan siirtymät määrittää esim. kulmanmuutosmenetelmän laajennetuilla perusyhtälöillä, matriisisiirtymämenetelmällä tai sopivilla tietokone-ohjelmilla. Jos murtorajatilatarkastelut ovat yhdenmukaisia kimmoisen analyysin kanssa, niin liitoksen käyttäytyminen käyttörajoitilakuormituksella voidaan valita lineaarisesti kimmoisena. Jos liitoksen tai palkin momenttikestävyys saavutetaan käyttörajoitilassa käytettäessä kimmoista analyysiä, niin täytyy käyttää plastista analyysiä. Kun liitokset mallinnetaan osittain-jäykkinä on tärkeää varmistua etteivät kehän sivusiirtymät ylitä sallittuja arvoja.

Kehän kokonaistarkastelu murtorajatilassa

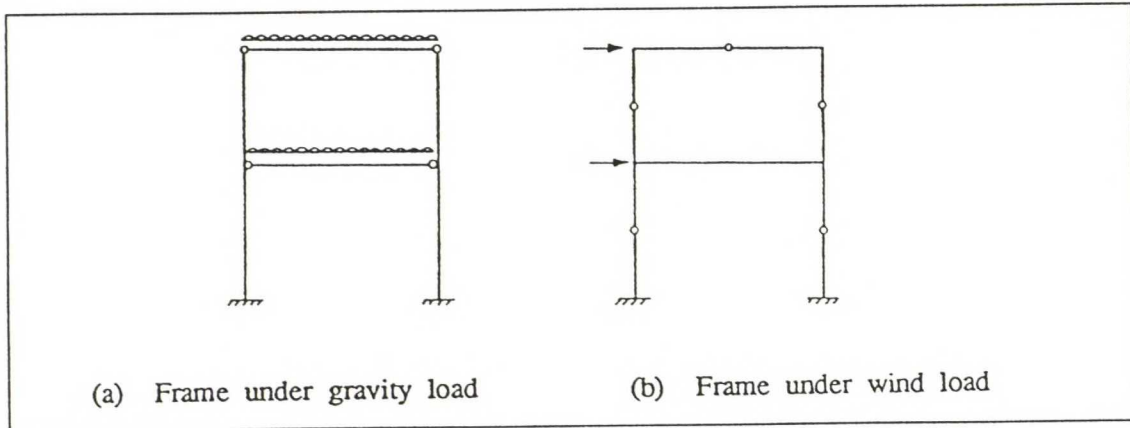
Sivusiirtymien kontrollointi käyttörajoitilakuormilla aiheuttaa usein sen, että Plastisesta suunnittelusta saatavaa taloudellista hyötyä ei voida hyödyntää, jolloin kimmoiset menetelmät ovat yleensä merkittävämpiä. Eurocode3 antaa seuraavat menetelmät vaakasuuntaisten siirtymien huomioimiseksi:

- (a) Kehä kokonaisuudessaan analysoidaan käyttämällä toisen kertaluvun-kimmoista, kimmoista ideaali-plastista tai kimmo-plastista menetelmää. Käytännössä tämä onnistuu sopivilla tietokone ohjelmilla.
- (b) Ensimmäisen kertaluvun kimmoista analyysiä voidaan käyttää, kun sivusiirtymien vaikutukset huomioidaan lisäkertoimina tehokkaissa pituuksissa tai momenteissa.

Yksinkertaistettu menetelmä

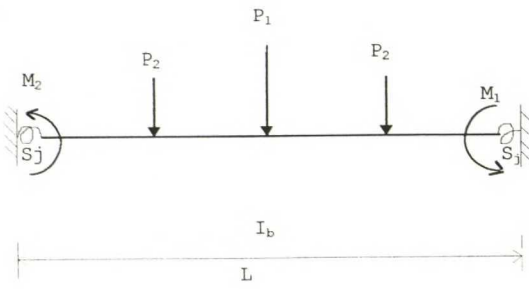
M.H. Ackroyd on esittänyt yksinkertaisen menetelmän sivusiirtyvien kehien momenttijakauman määrittämiseksi. Menetelmässä kehä jaetaan kahteen malliin, joista toista käytetään tuulikuormille ja toista pystykuormille. Tutkimukset ovat osoittaneet, että

näiden mallien yhdistäminen superpositioperiaatteella antaa samanlaisen muodonmuutoksen kehälle kuin todellinen malli. Tuulikuormille käytetään mallia, jossa palkkien ja pilarien keskikohtiin sijoitetaan nivelet nurkkien ollessa jäykkiä. Menetelmää kutsutaan esim. englanniksi “wind-moment method” tai “Type 2 Construction”. Kuvassa 2.5 on esitetty menetelmän periaate.

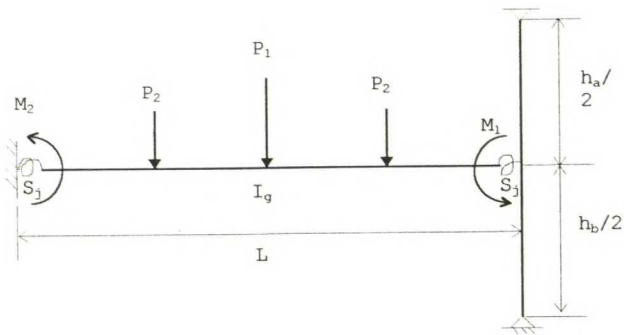


Kuva 2.5 “Wind moment method”

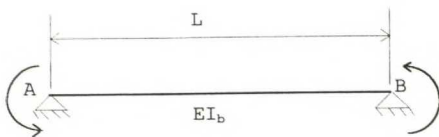
Pystykuormille voidaan soveltaa mallia, joka esitetään seuraavana. Mallissa sisäpilareiden kiertymät voidaan jättää huomioimatta, jolloin ainoastaan palkit liittyvät joustavilla liitoksilla jäykkiin keskipilareihin. Reunakentissä oletetaan taivutuspisteet pilarien keskelle ja mallinnetaan ainoastaan puolet pilarista ylöspäin ja puolet alaspäin. On huomattava, että ulkokentän malli sisältää sisäkentän siinä valossa, kun pilarien jäyhyysmomentit kasvavat kohti äärettömyyttä, mallin oikea pää kasvaa kohti jäykästi tuettua kannattajaa, kuten sisäkentän mallissa. Siksi ainoastaan ulkokentän malli on analysoitava yleisenä käyttäytymisen mallina. Tässä rakennemallissa tarvitaan ainoastaan kolme elementtimallia: palkkimalli, kiertojousimalli sekä toisesta päästä nivelöity palkkimalli kuvaamaan puolikkaita pilareita.



Kuva 2.6 Keskipalkin malli.

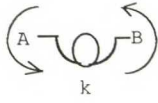


Kuva 2.7 Reunakentän malli.



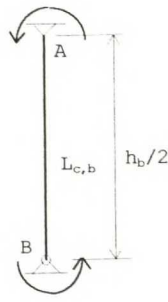
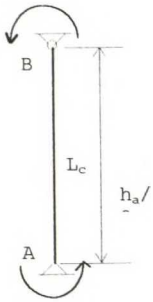
$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{4EI_b}{L} & \frac{2EI_b}{L} \\ \frac{2EI_b}{L} & \frac{4EI_b}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (11)$$

Kuva 2.8 Sauvaelementti



$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} +S_j & -S_j \\ -S_j & +S_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (12)$$

Kuva 2.9. Jousielementti.



$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{3EI_c}{L} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (13)$$

Kuva 2.10 Elementtimalli puolikkaalle pilarille.

Näistä lausekkeista saadaan koottua reunakentän rakennemallille matriisiyhtälöryhmä:

$$\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_j + \frac{3EI_c}{\Sigma h / 2} & -S_j & 0 \\ -S_j & S_j + \frac{4EI_b}{L} & \frac{2EI_b}{L} \\ 0 & \frac{2EI_b}{L} & S_j + \frac{4EI_b}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{Bmatrix} \quad (14)$$

Jos tämän jälkeen palkkeja kuormitetaan vain symmetrisillä pystysuuntaisilla kuormilla, niin sauvanpäämomentit ovat päistään jäykästi kiinnitetyn yksiaukkoista palkkia vastaavat momentit, M_6 , vapausasteille 2 ja 3.

$$\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ +M_f \\ -M_f \end{Bmatrix} \quad (15)$$

Seuraavassa vaiheessa tämä kolmen yhtälön systeemi käännetään algebralliseen muotoon, josta saadaan ratkaistua kiertymät θ_1 , θ_2 , ja θ_3 . Nämä kiertymät voidaan sitten vaihtaa takaisin jokaisen palkin pään jousielementtiin, joista saadaan lausekkeet osittain jäykkien palkin päiden momenteille käytettäväksi kehän suunnitteluun. Laskennallisten yksinkertaistuksien jälkeen, nämä lausekkeet saadaan muotoon:

$$M_i = \frac{M_f}{C_i} \quad (16a,b)$$

$$M_e = \frac{M_f}{C_e}$$

missä C_i ja C_e ovat kertoimia, jotka muuntavat täysin kiinnitetyt sauvanpäämomentit todellisiksi joustavia liitoksia vastaaviksi sauvanpäämomenteiksi ja M_i on sauvan vasemman pään ja M_e sauvan oikean pään momentti. Kertoimet C_i ja C_e ovat:

$$C_i = 1 + 2a - \frac{g}{3(g+1+6a)} \quad (17a,b)$$

$$C_e = 1 + 2a + \frac{2g(1+3a)}{3(1+6a)}$$

ja dimensiottomat termit a ja g ovat:

$$\text{Liitoksen jäykkyysparametri} \quad a = \frac{EI_b}{S_j L}$$

(18a)

$$\text{Suhteellinen joustokerroin} \quad g = \frac{I_b / L}{\sum I_c / h} \quad (18b)$$

Edellä esitetyn menetelmän laskennallinen kulku on seuraavanlainen:

VAIHE 1: KEHÄN MÄÄRITTELY

VAIHE 2: KUORMITUKSEN MÄÄRITTELY

VAIHE 3: OLETUKSET

Oletetaan pilarin tehokkaan pituuden kertoimeksi tasonurjahduksessa toisen kertaluvun momenttien huuomioimiseksi, $K_x = 1.5$.

VAIHE 4: VOIMASUUREET

Tuulikuormat - käytetään "wind moment method" menetelmää.

Pystysuuntaiset kuormat - oletetaan palkkien olevan päistään nivelöityjä.

VAIHE 5: SUUNITTELU

Mitoitetaan palkit, pilarit ja liitokset kestämaan tuulikuormat, pystysuuntaiset kuormat ja niiden yhdistelmät. LIITOKSET MITOITETAAN VAIN TUULIMOMENTEILLE.

VAIHE 6: UUSI VOIMASUUREIDEN ANALYSOINTI PYSTYKUORMISTA

- Määritetään liitoksen sekanttijäykkyys
- Lasketaan liitoksen jäykkyysparametri a.
- Lasketaan liitoksen suhteellinen joustokerroin g.
- Määritetään kaikkien palkkien vakiot C_i ja C_e
- Lasketaan joustavien sauvanpäiden momentit M_i ja M_e .
- Lasketaan kehän momenttipinta uusille tukimomenteille.

Palkin keskijänteen momentti saadaan kaavasta: $M_{ss} = 0.5(M_i + M_e)$.

Ulkopilarin normaalivoima : $P_g - (M_i + M_e)/L$.

Sisäpilarin normaalivoima: $P_g + (M_i + M_e)/L$.

Pilarien momentit: $M_e * (I_c/h)/(\sum I_c/h)$.

Toistetaan vaiheet 5 ja 6, kunnes rakenteet ovat ok.

2.3.2 Sivusiirtymättömät kehät

Rakenteen voimajakaumien selvittäminen sivusiirtymättömissä kehissä voi perustua joko kimmo- tai plastisuusteoriaan.

Kimboteoriaa käytettäessä täytyy liitoksen jäykkyys ottaa huomioon. Nivelelliseksi luokiteltujen liitosten täytyy pystyä kiertymään riittävästi ilman, että liitokseen muodostuu merkittäviä momentteja. Jäykiksi luokiteltujen liitosten täytyy pystyä siirtämään momentteja ja muodonmuutosten on samalla pysyttävä pieninä, etteivät ne vaikuttaisi voimajakaumiin. Osittain jäykät liitokset siirtävät momentteja, mutta syntyvät muodonmuutokset vaikuttavat rakenteen voimajakaumiin. Kaikissa näissä tapauksissa liitoksen täytyy kestää siihen lasketut voimat.

Plastista teoriaa käytettäessä täytyy huomioida liitoksen lujuus, jolloin liitos on esimerkiksi täysin jäykkä tai osittain jäykkä.

Ensimmäisen kertaluvun kimmoinen mitoitus

Tämän suunnittelufilosofian periaatteena on otaksuma "heikko pilari, vahva palkki", koska palkit suunnitellaan stabilisoimaan pilareita. Kun voimasuureet on saatu selville suunnitellaan pilarit ensimmäiseksi ja sen jälkeen palkit mitoitetaan sellaisiksi etteivät ne murru ennen pilareita. Osittain jäykille liitoksille soveltuu sama menetelmä käytettäessä lineaarista momentti-kiertymä kuvaajaa.

Koko kehän stabiliteetti tarkastelut korvataan yksittäisten pilarien stabiliteetin tarkastamisella, jolloin pilarit kuvitellaan päistään nivelöidyiksi pilareiksi joiden pituus oletetaan yhtä pitkäksi kuin systeemipituus ja stabiliteetti saadaan tarkastettua yhteisvaikutus kaavoilla (esim B7 taulukko 4.6).

Kimboteoreettista nurjahduspituutta käytettäessä pilarin käyttäytyminen huomioidaan kuten kappaleessa 2.5.

Ensimmäisen kertaluvun plastinen mitoitus

Plastisessa mitoituksessa mitoitetaan ensin pilarit käyttämällä hyväksi ensimmäisen kertaluvun momenttijakaumaa, joka huomioi materiaalin plastisoitumisen. Palkin murtuessa

muodostuu plastiset nivelet palkin keskijänteelle sekä palkin tuille. Sen jälkeen pilarit mitoitetaan siten, etteivät ne murru ennen plastisten nivelten muodostumista.

Kun liitoksen momenttikestävyys on pienempi kuin siihen liittyvän palkin, plastinen nivel muodostuu liitokseen ja jos on päinvastoin, niin nivel muodostuu palkkiin heti liitoksen viereen. Joissain liitostyypeissä plastinen nivel voi muodostua myös pilariin johtuen normaalivoiman aiheuttamasta taivutusvastuksen alenemisesta. Palkkimekanismin syntymisen edellytyksenä on momentin uudelleen jakautuminen, jolloin ensiksi myötäävillä osilla täytyy olla riittävä kiertymiskyky.

Osittain jäykillä liitoksilla tuetun palkin minimi kiertymäkapasiteetti pystytään määrittämään, jos oletetaan plastisen nivelen muodostuvan ensiksi palkin liitoksiin. Mekanismi syntyy keskijänteen momentin saavuttaessa palkin momenttikestävyys. Tasapainotila syntyy kun liitoksen ja palkin momenttikestävyysien summa on yhtäsuuri vapaasti tuetun palkin momentin kanssa :

$$M_{Rd} + M_{pl,Rd} = qL^2/8 \quad (19)$$

Olettaessa palkin käyttäytyvän elastisesti, kunnes keskijänteen momentti saavuttaa plastisen kestävyys, kiertymä ϕ palkin päässä saadaan lausekkeesta:

$$\phi = qL^2/(24EI) - M_{Rd}L/(2EI) \quad (20)$$

Ratkaistaessa (19):sta q ja sijoittamalla se edelliseen saadaan pienin kiertymäkapasiteetti, kun $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$, jolloin:

$$\phi \geq M_{pl,Rd}L/(6EI) \quad (21)$$

ja suurin, kun liitoksen momenttikestävyys M_{rd} on nolla.

$$\phi \geq M_{pl,Rd}L/(3EI) \quad (22)$$

Jos oletetaan plastisen nivelen muodostuvan palkin keskijänteelle, niin vaatimukset minimikestävyydelle voidaan määrittää. Tässä tapauksessa puolet palkista on vielä kimmoisena ja taipuma keskijänteellä on:

$$\delta = \phi L/2 + qL^4/(128EI) - M_{pl,Rd}L^2/(8EI) \quad (23)$$

Kaavan 19 tasapainotila säilyy, kun palkin pään momentti saavuttaa liitoksen momenttikestävyys.

Maksimitaipuma ei saa ylittää taipuman rajoitusta murrossa, jolloin:

$$\delta \leq \delta_{raj} \quad (24)$$

Vaihdettaessa kaavasta (23) q kaavaan (19) ja δ kaavaan (24) saadaan järjestelemällä:

$$\varphi \leq (M_{pl,Rd} - M_{Rd})L/(8EI) + 2\delta_{raj}/L \quad (25)$$

Jäykkyysvaatimukset murrossa täyttyvät, kun momenttikestävyys M_{Rd} liitoksessa saavutetaan kiertymällä φ , joka ei ylitä kaavan (25) rajoittavaa arvoa.

Käyttörajatilakuormille määritettäessä minimijäykkyyttä oletetaan, että plastinen nivel ei ole muodostunut palkin keskikohtaan, jolloin palkki on täysin kimmoinen. Tällöin palkin keskikohdan taipumalle saadaan lauseke:

$$\delta = \varphi L/2 + (q/\gamma)L^4/(128EI) - M_m L^2/(8EI) \quad (26)$$

jossa (q/γ) on suunnittelukuorma käyttörajatilassa ja M_m on sisäinen momentti keskijänteellä. Taipumalle saadaan rajoite käyttötilassa:

$$\delta \leq \delta_{raj,(käyttöt)} \quad (27)$$

Tasapainotila edellyttää liitoksen momentin M ja momentin keskijänteellä M_m summan olevan:

$$M + M_m = (M_{Rd} + M_{pl,Rd})/\gamma = (q/\gamma)L^2/8 \quad (28)$$

Edellisistä muokkaamalla ja sijoittamalla kaavaan (26) saadaan käyttörajatilakuormilla minimijäykkyydeksi:

$$\varphi \leq [(M_{Rd} + M_{pl,Rd})/\gamma - 2M]L/(8EI) + (2/L) \delta_{raj,(käyttöt)} \quad (29)$$

Kiertymä käyttötilankuormilla voidaan laskea myös kaavasta:

$$\varphi = qL^2/(24EI) - ML/(2EI) \quad (30)$$

josta kaavan (28) avulla saadaan korvaamalla kaavan epäyhtälömerkki yhtäsuuruusmerkillä:

$$M = 5[(M_{Rd} + M_{pl,Rd})/\gamma]L/(3EI) - 8(EI/L^2)\delta_{raj,(käyttöt)} \quad (31)$$

Vaihtamalla kaavan (29) epäyhtälön merkki yhtäsuuruusmerkiksi, kiertymän φ ja momentin M kaavat määrittelevät tietyn pisteen momentti-kiertymä kuvaajalla. Liitoksen momentti-kiertymä kuvaajan täytyy ohittaa tämä piste vasemman käden puolelta, jotta vaatimus minimijäykkyydelle käyttötilakuormilla toteutuisi.

Edellä esitetyt kaavat soveltuvat vain tapaukselle, jossa palkkien pään liitokset ovat samanlaisia ja kuormana on tasan jakautunut kuorma.

Pilareiden kestävyys pitää olla tarkastettu yhteisvaikutuskaavalla ja nurjahduspituutta määritettäessä täytyy huomioida, ettei palkki ei pysty tarjoamaan tukea pilarille, jolloin nurjahduspituutena on käytettävä systeempituutta.

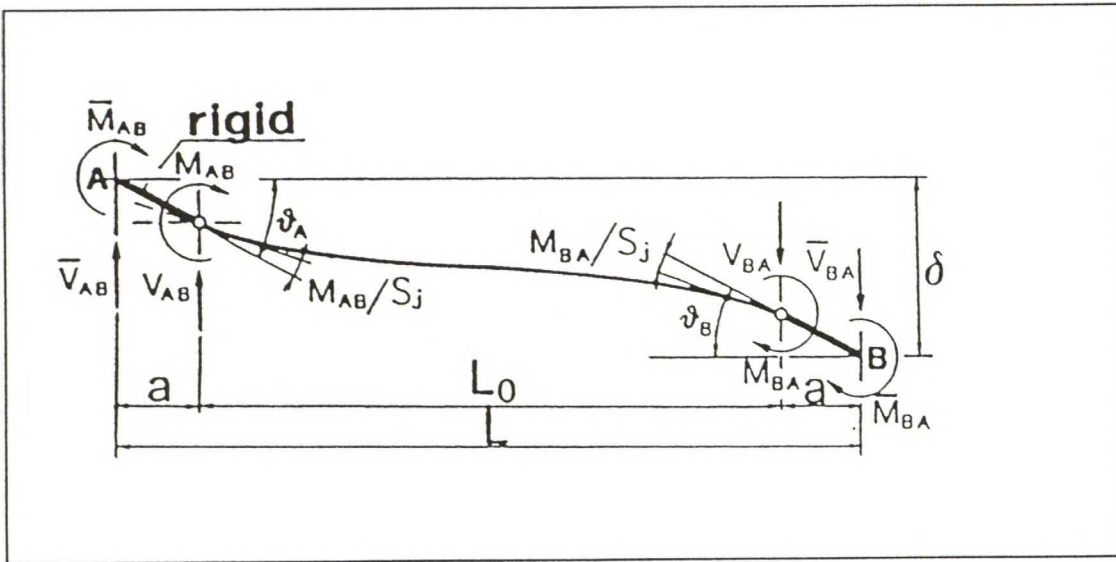
Toisen kertaluvun teoriaan perustuva mitoitus

Toisen kertaluvun teoriaa sovellettaessa, voidaan asiaa lähestyä kahdella tavalla:

- laskennassa huomioidaan rakenteen epälineaarinen geometrinen käytös ja oletetaan materiaalin käytös lineaarisesti kimmoiseksi,
- laskennassa huomioidaan sekä geometrinen että materiaalin käyttäytyminen epälineaariseksi.

Ensimmäinen tapa antaa voimajakauman, joka on tasapainossa muodonmuutostilanteessa suunnittelukuormilla. Analyysiin täytyy sisällyttää pilarien muodonmuutokset ja osittain jäykät liitokset voidaan mallintaa käyttämällä sekanttijäykkyyttä, joka perustuu liitoksen käyttäytymisen kaksoislineaariseen approksimaatioon.

2.4. Soveltaminen kulmanmuutosmenetelmän laajaennettuihin perusyhtälöihin



Kuva 2.11 Kulmanmuutosmenetelmän malli.

Kuvan 2.3 mukaisia parametrejä käyttäen, voidaan kulmanmuutosmenetelmän perusyhtälöt puolijäykillä liitoksilla mallinnetuille rakenneosille esittää kaavoilla:

$$\begin{aligned} \bar{M}_{AB} = [1/(1+4\alpha+3\gamma) \quad 2EK_b (S_{AA} \theta_A + S_{AB} \theta_B - S_{AC} \delta/L_0) - F_{AA}M_{F,AB} \\ M_{F,BA}] - V'_{AB} * a \end{aligned} \quad (32)$$

$$\bar{M}_{BA} = [1/(1+4\alpha+3\alpha^2)] * [2EK_b (S_{BA}\theta_A + S_{BB}\theta_B - S_{BC}\delta/L_0) - F_{BB}M_{F,BA} - F_{BA}M_{F,AB}] - V'_{BA} * a \quad (33)$$

missä:

\bar{M}_{AB} ja \bar{M}_{BA} ovat momentit keskellä niveliä A ja B;

V'_{AB} ja V'_{BA} ovat leikkausvoimat yksiaukkoisen palkin; jonka pituus on L_0 , päissä liitoksen kohdalla;

$M_{F,AB}$ ja $M_{F,BA}$ ovat kiinnitysmomentit ulkoisesta kuormasta;

$K_b = I_b/L_0$ ja S_j ovat palkin ja liitoksen jäykkyydet, joista saadaan $\alpha = 2EK_b/S_j$;

vakiokertoimien S_{AA} , S_{AB} , S_{AC} , S_{BC} , F_{AA} , F_{BB} , F_{AB} ja F_{BA} arvot annetaan taulukossa 2.1.

Taulukko 2.1 Kulmanmuutosmenetelmän vakiokertoimet

Vakio	Määriteltä sauvojen leveys	Sauvojen leveys nolla
$S_{AA}=S_{BB}$	$2+3\alpha+6(1+\alpha)(1+a/L_0)a/L_0$	$2+3\alpha$
$S_{AB}=S_{BA}$	$1+6(1+\alpha)(1+a/L_0)a/L_0$	1
$S_{AC}=S_{BC}$	$3(1+\alpha)(1+2a/L_0)$	$3(1+\alpha)$
$F_{AA}=F_{BB}$	$1+2\alpha+(1+\alpha)a/L_0$	$1+2\alpha$
$F_{AB}=F_{BA}$	$\alpha-(1+\alpha)a/L_0$	α

Kulmanmuutosmenetelmän leikkausvoimat saadaan laskettua seuraavista lausekkeista:

$$\bar{V}_{AB} = -[(\bar{M}_{AB} + \bar{M}_{BA})/L] + \bar{V}'_{AB} \quad (34)$$

$$\bar{M}_{BA} = -[(\bar{M}_{AB} + \bar{M}_{BA})/L] + \bar{V}'_{BA} \quad (35)$$

jossa \bar{V}'_{AB} ja \bar{V}'_{BA} ovat yksiaukkoisen palkin, jonka jänneväli on L , leikkausvoimat.

Liitokseen syntyvät momentit saadaan määrättyä seuraavista tasapainoehdoista:

$$M_{AB} = \bar{M}_{AB} + \bar{V}_{AB} * a \quad (36)$$

$$M_{BA} = \bar{M}_{BA} + \bar{V}_{BA} * a \quad (37)$$

Jos kuormitus on symmetrinen, jolloin on voimassa

$M_{F,AB} = M_{F,BA} = M_F$ ja $\bar{V}'_{AB} = \bar{V}'_{BA} = V'_{AB} = V'_{BA} = V'$, niin kaavat (32) ja (33)

sievenevät muotoihin:

$$\begin{aligned} \bar{M}_{AB} = \frac{2EK_b}{1+3\alpha} & \left[\left(\frac{2+3\alpha}{1+\alpha} + \frac{6a}{L_0} + \frac{6a^2}{L_0^2} \right) \theta_A + \left(\frac{1}{1+\alpha} + \frac{6a}{L_0} + \frac{6a^2}{L_0^2} \right) \theta_B - \left(3 + \frac{6a}{L_0} \right) \frac{\delta}{L_0} \right] \\ & - \left(\frac{M_F}{1+\alpha} + V'a \right) \end{aligned} \quad (38)$$

$$\begin{aligned} \bar{M}_{BA} = \frac{2EK_b}{1+3\alpha} & \left[\left(\frac{1}{1+\alpha} + \frac{6a}{L_0} + \frac{6a^2}{L_0^2} \right) \theta_A + \left(\frac{2+3\alpha}{1+\alpha} + \frac{6a}{L_0} + \frac{6a^2}{L_0^2} \right) \theta_B - \left(3 + \frac{6a}{L_0} \right) \frac{\delta}{L_0} \right] \\ & - \left(\frac{M_F}{1+\alpha} + V'a \right) \end{aligned} \quad (39)$$

Jos mitta a jätetään huomioimatta ja vain liitoksen joustavuus huomioidaan menetelmässä,

niin kaavat tulevat seuraavanlaisiksi:

$$\bar{M}_{AB} = \frac{2EK_b}{1+3\alpha} \left[\left(\frac{2+3\alpha}{1+\alpha} \right) \theta_A + \left(\frac{1}{1+\alpha} \right) \theta_B - 3 \frac{\delta}{L_0} \right] - \frac{M_F}{1+\alpha} \quad (40)$$

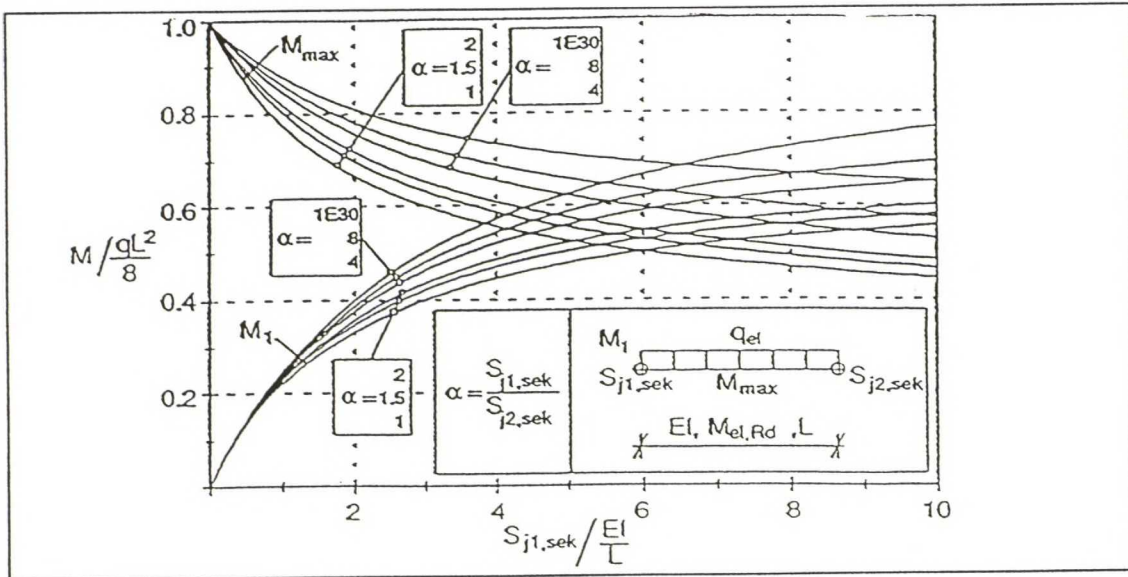
$$\bar{M}_{BA} = \frac{2EK_b}{1+3\alpha} \left[\left(\frac{1}{1+\alpha} \right) \theta_A + \left(\frac{2+3\alpha}{1+\alpha} \right) \theta_B - 3 \frac{\delta}{L_0} \right] - \frac{M_F}{1+\alpha} \quad (41)$$

Kaavat (38) ja (39) sallivat tehokkaan jäykkyyden $K_{b,ef}$ määritelmän lineaarisen pääntkiertymän omaavalle sauvalle. Asettamalla $\theta_A = -\theta_B = 1$ ja $\delta = M_F = V' = 0$ dimensiottomalle tai äärelliset dimensiot omaavalle liitokselle, saadaan seuraava yhteys:

$$K_{b,ef} = 2EK_b / (1+\alpha) \quad (42)$$

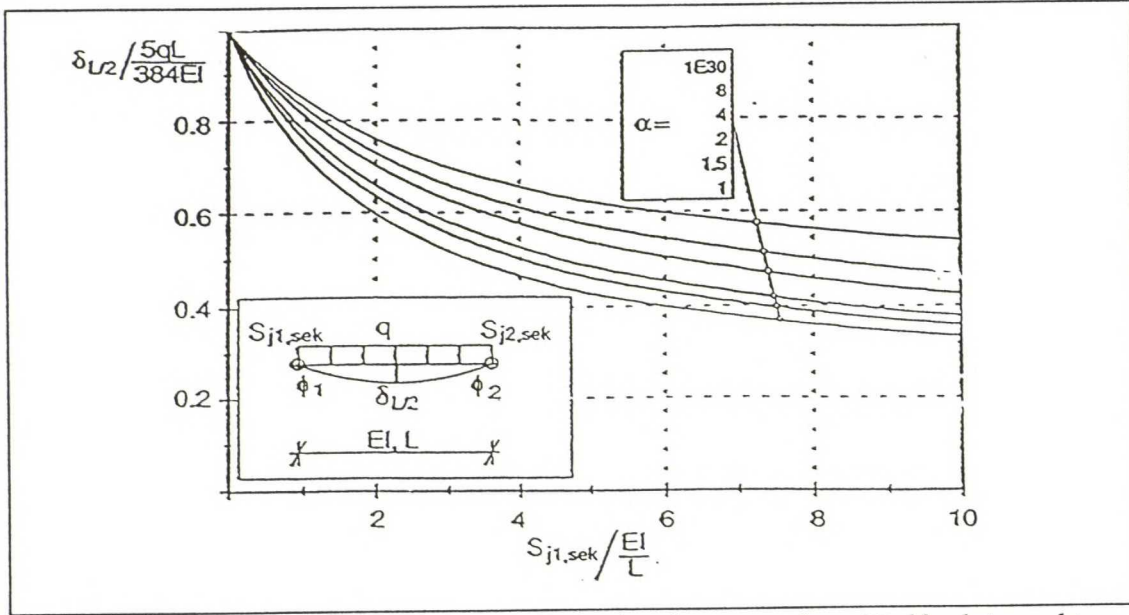
2.5 Osittain jäykkien liitosten vaikutus palkin käyttäytymiseen

Osittain jäykillä liitoksilla on edullinen vaikutus palkin taivutusmomentti jakaumaan. Jos molemmista päistään samalla tavalla tuetun palkin liitoksen sekanttijäykkyydelle on voimassa $S_{j,sek} \geq 2EI/L$, niin kuvan 2.12 perusteella voidaan todeta palkin kimmoteorian mukaisen kantokyvyn ylittävän jäykästi tuetun palkin kantokyvyn. Palkin maksimi kantokyky saavutetaan sekanttijäykkyyden arvolla $S_{j,sek} = 6EI/L$.



Kuva 2.12 Liitoksen sekanttijäykkyyden ($S_{j,sek}$) ja liitosten sekanttijäykkyyksien suhteen (α) vaikutus palkin taivutusmomentin itseisarvoon palkin tuella (M_1) ja kentän maksimikohdassa (M_{max}).

Osittain jäykät liitokset pienentävät myös palkin taipumia . Nivelellisesti tuettuun palkkiin verrattuna osittain jäykkien liitosten tuoma palkin kantokyvyn lisäyksen hyväksikäyttö pienentää palkin taipumia . Kuvassa 2.13 on esitetty osittain jäykkien liitosten vaikutus palkin taipumiin.



Kuva 2.13 Liitoksen sekanttijäykkyyden ($S_{j,sek}$) ja liitosten sekanttijäykkyyksien suhteen (α) vaikutus palkin keskikohdan taipumaan ($\delta_{L/2}$).

2.6 Osittain jäykkien liitosten vaikutus pilarin käyttäytymiseen

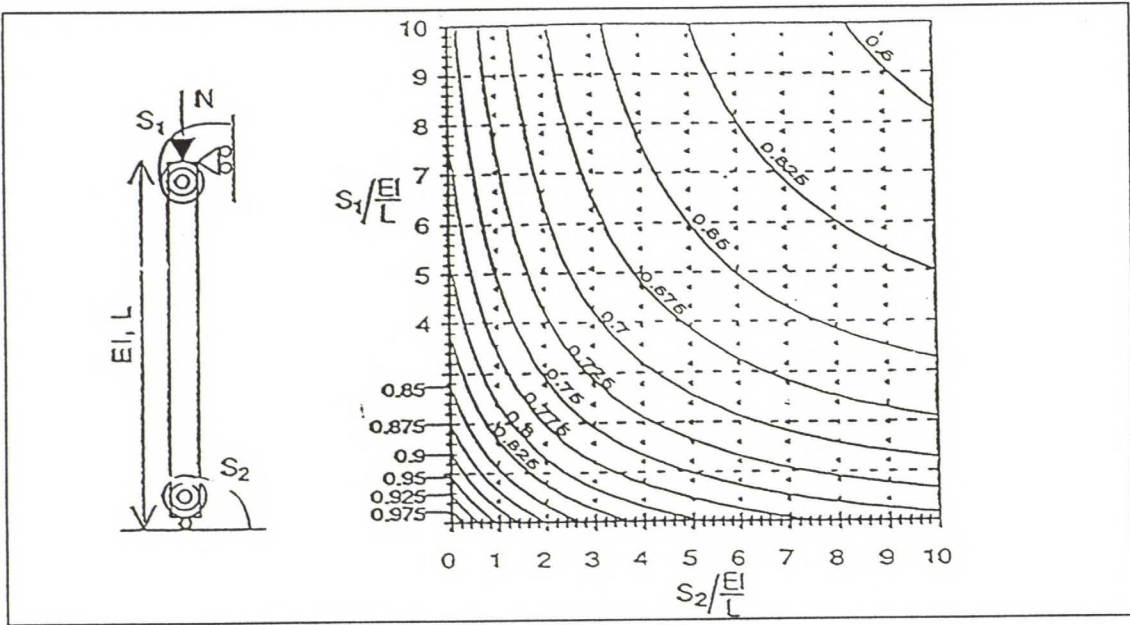
Osittain jäykkiä liitoksia käyttämällä saavutetaan etua määritettäessä pilarin nurjahduspituutta. Pilarin kimmoteoreettinen nurjahduspituus on sellaisen päistään kiertymien suhteen nivelellisesti tuetun pilarin systeemipituus, jonka kriittinen nurjahduskuorma on sama kuin tarkasteltavan pilarin. Pilarin kimmoteoreettinen nurjahduspituus voidaan laskea kaavasta 43:

$$L_c = K_{el} * L = (N_e / N_{cr})^{0.5} * L \quad (43)$$

jossa K_{el} on pilarin kimmoteoreettinen nurjahduspituussuhde, L on pilarin pituus, N_e Eulerin nurjahduskuorma ja N_{cr} pilarin kriittinen nurjahduskuorma.

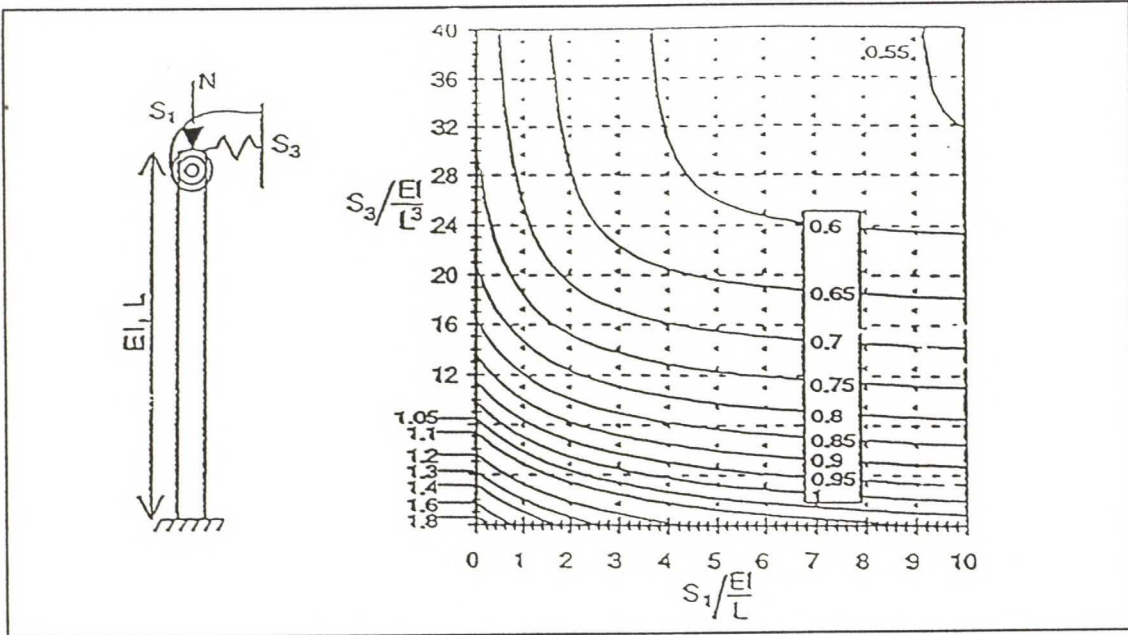
Nurjahduspituussuhde voidaan määrittää esim. erilaisten kuvaajien avulla, kun tunnetaan pilarin päiden sekanttijäykkyydet ja pilarin sivusiirtyvyys. Jäykistettyissä kehissä pilarin

päiden voidaan olettaa toimivan sivusiirtymättömästi, jolloin pilarin päiden kiinnitysasteiden vaikutus nurjahduspituuteen selviää kuvasta 2.14



Kuva 2.14. Sivusiirtymättömän pilarin nurjahduspituussuhde K_{el} .

Päistään jäykästi tuetun pilarin nurjahduspituussuhde on $n \approx 0.6$ ja nivelellisesti tuetun 1.0 , joten kuvan perusteella melko pienikin jäykkyys nivelelliseen nähden pienentää nurjahduspituutta merkittävästi. Joustavilla liitoksilla kiertojäykkyyden muutos on merkittävämpi. Samoin kuvasta selviää nurjahduspituussuhteen pieneneminen, kun pilarin pituus kasvaa tai sen jäykkyys pienenee. Osittain jäykillä liitoksilla jäykistettyjen kehien pilarit toimivat osittain sivusiirtyvinä. Osittain sivusiirtyvän pilarin päiden kiertymisjäykkyyden vaikutus nurjahduspituussuhteeseen on esitetty kuvassa 2.15. Kuvaajasta käy ilmi että osittain sivusiirtyvän pilarin teoreettinen nurjahduspituus voi olla pienempi kuin vastaavassa sivusiirtymättömässä kehässä.



Kuva 2.15 Osittain sivusiirtyvän pilarin nurjahduspituussuhde K_{el} .

Eurocode 3 antaa liitteessä E käyrästöjä sivusiirtyvän ja sivusiirtymättömän kehän nurjahduspituussuhteen määrittämiseen. Pilariin liittyvien palkkien ja pilarien liittymistä voidaan approksimoida osakehällä (Eurocode3: liite E kuva E 2.4), jolloin liittyvien osien tehollisten jäykkyystekijöiden (K_{ij}) ja pilarin tehollisen jäykkyystekijän K_e avulla lasketaan jakaantumistekijät n_1 ja n_2 . Näiden määrittämisen jälkeen pilarin nurjahduspituussuhde luetaan, joko kuvaajista E.2.1 tai E.2.2 tai lasketaan kokemusperäisistä lausekkeista. Palkkeihin kohdistuvat aksiaaliset voimat huomioidaan taulukossa E.3 esitetyillä jäykkyystekijän pienennyskertoimella. Kun palkeissa on osittain jäykät liitokset, niin palkkien tehollisia jäykkyystekijöitä pienennetään vastaavasti.

3. Kuormituskokeet

3.1 Johdanto

Rigilock-runkojärjestelmän nurkkaliitokselle suoritetuilla rakennekokeilla oli tarkoitus selvittää liitoksen kiertojäykkyys teräshehän suuntaan, jolloin liitos saadaan luokiteltua EC3:n edellyttämällä tavalla, joko niveleksi, osittain-jäykäksi tai jäykäksi.

Samalla pyrittiin varmistumaan kuution toiminnasta ja selvittämään, mitkä kohdat ovat ratkaisevia mitoituksen kannalta. Koekappaleina käytettiin oskokoonpanoja, jotka mitoiltaan kuvaavat hyvin todellista rakennetta. Liitoksista mitattuja kiertymiä ja jäykkyyksiä tutkimalla saadaan aineistoa, jota pystyy soveltamaan käytännön suunnittelutyössä käytössä oleviin laskentamalleihin. Koetuloksista pyrittiin saamaan tietoa liitoksen luokitteluksi EC3:n mukaan, jolloin momentti-kiertymä suhteen selvittäminen oli päätavoite.

Koekappaleiden suunnittelussa pyrittiin siihen, että rakenne kuvaisi mahdollisimman hyvin todellista rakennetta, jolloin teräsosien lisäksi koekappaleisiin valettiin ontelolaatat, pintalaatta ja saumavalu mahdollisimman totuuden mukaisien mitoitusarvojen selvittämiseksi.

Kuutioon liittyvien rakenneosien mitoituksessa ei ole haluttu puuttua liittyvien osien mitoitukseen, jolloin niiden dimensiot on pyritty valitsemaan siten että ne kestävät varmasti liitoksen kestävät rasitukset. Pilarien dimensiot määräytyivät Raahen-Technopark projektissa käytettyjen pilarikokojen mukaan ja palkit mitoitettiin vakiokokoina riittävän lujiksi kantaamaan kuormituksesta aiheutuneet rasitukset. Kuution mitoituksessa noudatettiin jo aikaisemmissa projekteissa sovellettuja vakiomittoja, kuten myös liitoslevyjen ja pulttien mitoituksessa.

Koejärjestelynä käytettiin ns. krusifiksi-tyyppistä rakennetta, jolloin liitoksen momentti-kiertymä suhde saadaan helposti määritettyä.

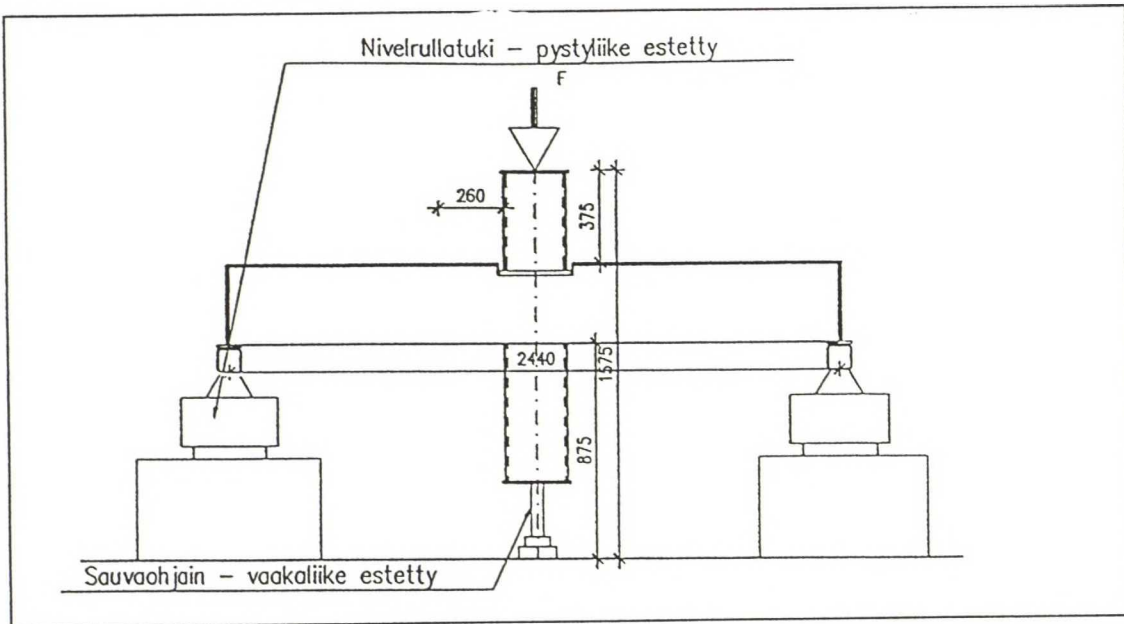
Koekappaleiden materiaaliarvojen selvittämiseksi otettiin saumavaluista puristuskoeappaleet sekä teräsosista vetokappaleet normien edellyttämällä tavalla.

3.2 Yleinen koejärjestely

3.2.1 Koekappaleet

Rigilock-liitososan testaamiseksi suoritettiin rakennusosaston koehallissa neljä rakennekoetta (kokeet 1a, 1b, 1c ja lisäkokeena koe 2), jotka olivat ns. krusifiksi-tyyppisiä pilarin ja palkin liitoksia.

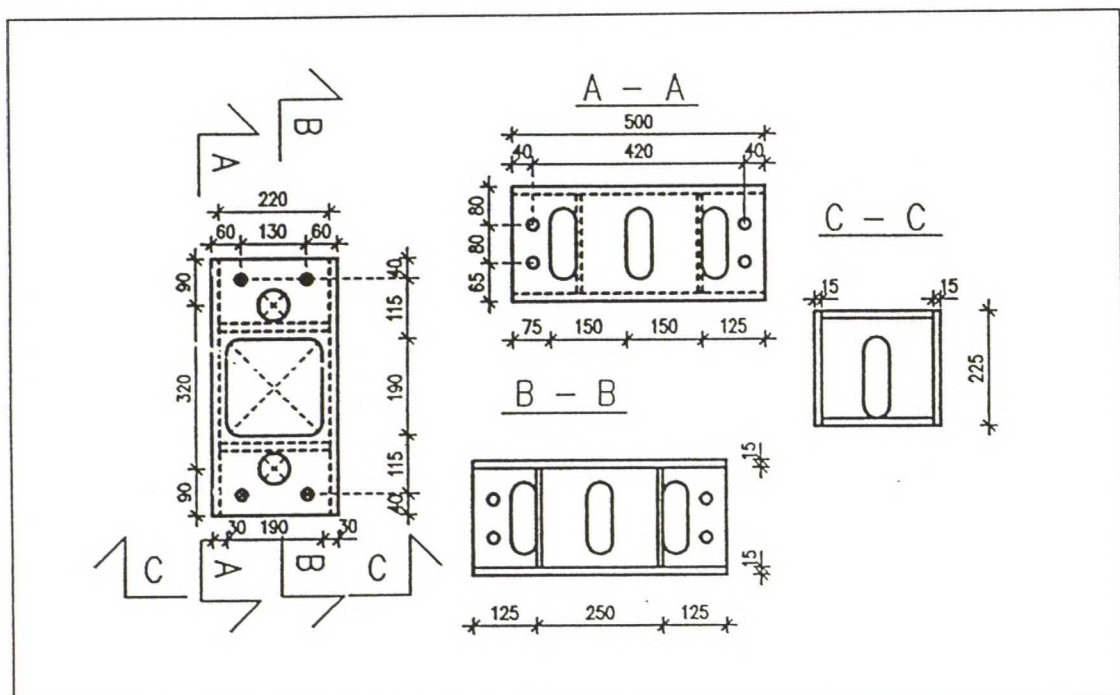
Ensimmäisessä kokeessa (koe 1a) testattiin pelkistä teräsosista koottua kehärakenteen keskipilarin ja palkin liitosta, jossa palkkina käytettiin Delta-palkkeja ja pilareina putkipilareita. Yleinen koejärjestely mittoineen selviää kuvasta 3.1.



Kuva 3.1 Yleinen koejärjestely.

Koekappaleiden palkkien pituudet valittiin lähteissä 2 ja 3 tehtyjen samankaltaisten kuormituskokeiden perusteella, jolloin koetilanteessa rakenteeseen kohdistuvan momentin ja leikkausvoiman suhde vastaa todelliseen rakenteeseen kohdistuvia rasituksia. Koejärjestelyn rakennemalli on esitetty kuvassa 3.2. Liitokseen saadaan tukimomentti, kun kuormituskappale on käännetty ylösalaisin.

Rigilock-liitososa ja muut koekappaleet koottiin PPTH:n peräseinäjoen konepajalla hitsaamalla rakenneteräksestä S355J2G2 ja samaa kuutiotyyppiä käytettiin kaikissa neljässä kokeessa.



Kuva 3.2 Rigilock-liitososan mitat.

Kuvassa 3.2 esitetään kuutio ainepaksuuksineen ja mittoineen. Liittyviin Delta-palkkeihin oli hitsattu 25mm:n päätylevyt, josta palkit pultattiin halkaisijaltaan 20 mm:n pulteilla liitoskuutioon kiinni. Putkipilareiden päätyihin oli hitsattu 20mm:n teräslevyt, jotka liitettiin myös halkaisijaltaan 20 mm:n pulteilla liitoskuutioon. Pilareiden ulkopäihin oli hitsattu 10mm:n teräslaput kuormituksen tasaamiseksi ja palkkien ulkopäihin 10 mm:n teräslevyt palkkien tuentaa varten, joihin kokeissa 1b ja 1c oli hitsattu L-teräsosat ontelolaattojen kannattelua varten. Kokeissa 1b ja 1c päätylevyt toimivat myös valumuotteina. Pulttien lujuusluokkana oli 8.8.

Kokeissa 1b ja 1c pyrittiin mallintamaan täysin valmista rakennetta, jolloin koekappaleisiin liitettiin mukaan ontelolaatan kappaleet, saumaraudoitukset sekä saumavalut ja pintalaatta. Koekappaleet erosivat toisistaan siten, että kokeessa 1b käytettiin dimensioiltaan koetta 1a vastaavia teräsosia ja kokeessa 1c palkkina oli HQ-palkit. Ontelolaattojen tukemiseksi siirtoja ja valmistusta varten oli palkkeihin hitsattu U-teräsosat, jotka lattarautojen avulla kannattivat laattoja. Kaikki teräsosat oli valmistettu S355 rakenneteräksestä ja juotosbetonina käytettiin K30 notkistettua betonia.

3.2.2 Mittaus- ja muut järjestelyt

3.3 Suoritetut mittaukset

Kuormitettavan rakenteen liitokseen syntyvän kiertymän selvittämiseksi, mitattiin palkin eri kohdista pystysuoria siirtymiä. Siirtymät mitattiin induktiivisilla antureilla, joiden mitta-alue vaihteli ± 5 :stä ± 100 mm:iin antureiden mittauspisteiden oletettujen maksimisiirtymien perusteella. Induktiivisten antureiden mittaustarkkuus oli 0,2 %. Mittausantureiden sijainti on esitetty liitteessä C.

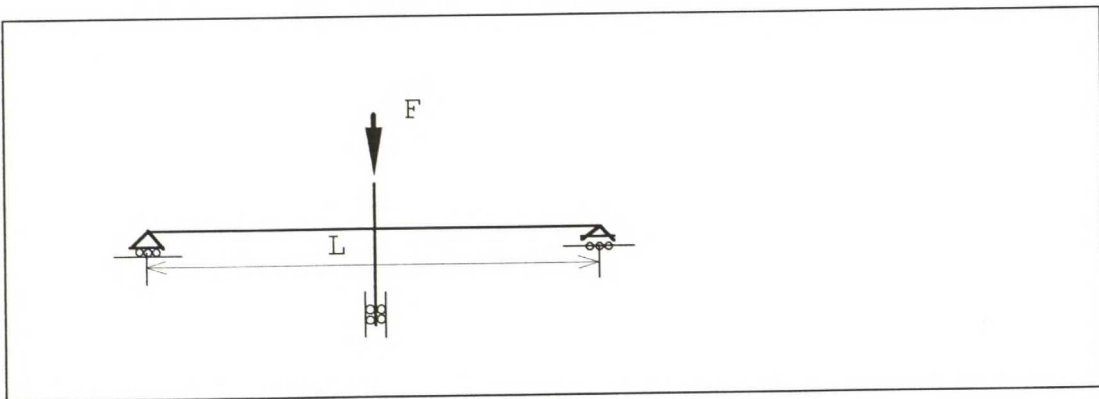
Kuormitukseen käytettiin hydraulista tunkkia, joka oli tuettu koehallissa sijaitsevaan teräskehään. Kuormitus sylinterin kapasiteetti oli 500 kN. Kuormituksen suuruutta mitattiin voima-anturilla, jonka maksimi kapasiteetti oli 500 kN.

3.4 Koejärjestelyjen sisäiset voimat ja kiertymien määrittäminen

Kuvassa 3.1 esitetyn koejärjestelyn mukaista rakennetta kuormitettaessa, lasketaan momentti, yksiaukkoista palkkia keskeltä kuormittavan pistekuorman kaavalla:

$$M = F \cdot L / 4$$

(44)



Kuva 3.3. Laskentamalli voimasuureiden selvittämiseksi.

jossa F on kuormitustunkista mitattu voima ja L on palkin vapaiden päiden välinen etäisyys. Kokeiden 1a, 1b ja 1c mittaustuloksista liitoksen momentti-kiertymäkuvaajat on saatu laskettua seuraavasti:

1. Anturien A_1 - A_{14} siirtymäsuunnat ovat tunnettuja, joten mittaustuloksista saadut arvot muutettiin kaikki positiivisiksi riippumatta siitä, mihin suuntaan kukin anturi mittasi.
2. Palkkien oletettiin kiertyvän jäykkänä kappaleina, joten rakenteen kiertymät eri pisteissä saatiin laskettua seuraavasti:

$$\phi_i = (A_9 - A_i) / e_i \quad (45)$$

missä A_9 on rakenteen pystysuora siirtymä pilarin kohdalla
 A_i on tarkasteltavan kohdan pystysuora siirtymä
 e_i on tarkasteltavan mittauspisteen etäisyys pilarin keskilinjalta.

3. Liitoksen kiertymä selviää varmimmin pisteistä 4 ja 5 mitattujen siirtymien perusteella lasketuista kiertymistä, koska näissä palkkien taipumasta aiheutuvien siirtymien merkitys on lähes olematon.

3.5 Koekohtaiset järjestelyt ja mittaustulokset

3.5.1 Koe 1a

Ensimmäisen kokeen tarkoituksena oli selvittää Rigilock-liitoksen käyttäytymistä kuormitettaessa. Kokeessa 1a kuormitettiin Rigilock-kuution avulla koottua rakenteen keskipilarin ja siihen kahdelta suunnalta liittyvien palkkien liitosta.

Koekappaleet

Koekappaleen palkit olivat Delta-palkkeja, joiden alalaipat ja uuma oli tehty 6 mm:n teräslevyistä ja ylälaihat olivat 12mm paksut. Delta-palkkien alalaipan leveys oli 500mm ja ylälaihan leveys 160mm. Palkkien pituudet olivat 1060mm. Delta-palkkien korkeus määräytyi ontelolaattojen $h = 265$ mm sopivuuden mukaan. Palkit liitettiin kuutioon palkkien päihin hitsattujen 500 x 215 x 25 mm teräslevyjen avulla 4 :llä halkaisijaltaan 20 mm:n pultilla. Koekappaleiden pilareina käytettiin putkiprofiileja 250 x 250 x 6,3. Pilarien pituudet oli valittu sopiviksi koehallin kuormitusjärjestelyä varten. Pilariosien pituudet olivat 590 mm ja 395 mm . Pilariosat kiinnitettiin kuutioon pilarin päihin hitsattujen 500 x

290 x 20 teräslevyjen avulla. Teräslevyissä oli halkaisijaltaan 20 mm:n reiät pulttikiinnitystä varten. Rigilock-kuutio oli hitsattu konepajalla 15 mm paksusta teräslevystä ja kuutioon oli hitsattu valmiiksi pultit yläpuolisen pilarin kiinnitystä varten. Koekappaleiden teräslaatuna oli S355JR ja pintakäsittely oli jätetty tekemättä.

Kaikkien osien mitat ja ainepaksuudet mitattiin sekä tarkistettiin mittojen vastaavuus suunnitelmien kanssa. Ainepaksuudet, jotka pystyttiin mittaamaan mitattiin työntömitalla tarkkuudella ± 0.1 mm sekä pituus- ja leveysmitat rullamitalla tarkkuudella ± 1 mm. Koekappaleiden mitat on esitetty taulukoituna liitteessä B. Pultit kiristettiin momenttiavaimella B7:n edellyttämään 380 Nm:n kiristysmomenttiin.

Koejärjestelyt

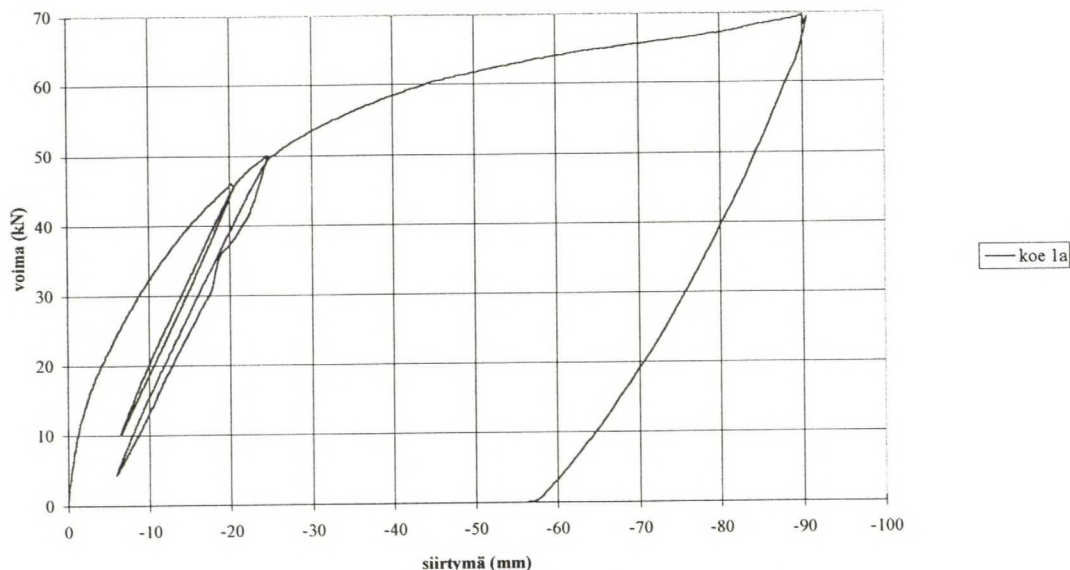
Koekappale asetettiin kahden nivelellisen rullatuen päälle ylösalaisin, jolloin palkin liitoksiin kohdistui negatiivinen taivutusmomentti. Nivelrullatuet sallivat rakenteen vapaat kiertymät ja vaakasiirtymät, jolloin rakenne kuormittui mahdollisimman symmetrisesti. Kiertojäykkyyttä mitattiin siirtymien päälikesuunnassa. Pystysuorien siirtymien avulla selvitettiin rakenteen kiertymä. Kuormitustunkki kohdistettiin lyhyemmän pilarin päähän, jonka päälle oli asetettu 50mm:n teräslevy kuormituksen tasaamiseksi pilarin päätylevylle. Rakenteen alapuolisen pilarin 10 mm:n päätylevyihin oli konepajalla tehty 50 mm:n reikä, johon kohdistettiin sorvattu ja rasvattu lattiapultti pilarin kiertymisen ja vaakasiirtymisen ehkäisemiseksi.

Koekuormitus aloitettiin voima-ohjattuna, jolloin rakennetta kuormitettiin

kuormitusnopeudella 5 kN/min 46 kN:iin asti. Siirtymiä seuraamalla arvioitiin liitoksen kiertymän vastaavan yksiaukkoisen vapaastituetun palkin kiertymää taipumalla $L/400$.

Tämän jälkeen kuormitus laskettiin takaisin tasolle 10 kN nopeudella 5 kN/min. Seuraava kuormitustaso ajettiin nopeudella 5 kN/min tasolle 50 kN, jolloin mitattu kiertymä vastasi noin yksiaukkoisen vapaastituetun palkin murtorajatilan kiertymää, jonka jälkeen kuorma laskettiin nopeudella 5 kN/min tasolle 5 kN. Lopullinen murtokuormitus ajettiin siirtymäohjattuna nopeudella 2 mm/min mitattuna siirtymäanturin no: 9 siirtymästä, joka sijaitsi pilarin keskilinjalla. Kuormitus lopetettiin, kun lattian ohjauspultin liikevara loppui, jolloin siirtymä oli n.90 mm.

Koe 1A. Voima (F)-siirtymä pilarin alapäässä(S9).



Kuva 3.4. Kokeen 1a voima-siirtymä yhteys.

Kuvassa 3.4 on esitetty kokeen 1a voima-siirtymäyhteys, kun siirtymä on mitattu mittauspisteestä 9. Liitoksen havaitaan toimivan lähes kimmoisesti esikuormituksen tasolle, jolloin pysyviä muodon muutoksia jää melko vähän. Tasolta 50 kN siirtymät alkavat kasvamaan suhteellisen nopeasti murtokuorman ollessa 68 kN, jolloin liitoksessa oleva momentti on n. 41.5 kNm. Palkin päissä olevien rullatukien liikevara loppui n. 66 kN kohdalla, jonka jälkeen rakenteen murtokuorma hieman kasvoi. Kuvaajasta nähdään, että rakenteella on hyvä kiertymiskyky murtokuorman tasolle asti, jolloin kiertymä on yli 40 mrad.

3.5.2 Koe 1b

Toisessa kokeessa käytettiin samankokoisia teräsosia, kuin kokeessa 1a, mutta nyt mukaan oli otettu ontelolaatan pätkät, saumaraudoitus sekä sauma- ja pintavalu. Tarkoituksena oli saada rakenne mahdollisimman paljon todellisen rakenteen kaltaiseksi, jolloin momentti-kiertymä kuvaajat vastaisivat todellista rakennetta mahdollisimman hyvin.

Saumaraudoituksen määrä valittiin vastaamaan normaalisti rungon keskipalkkien saumoissa käytettävää teräsmäärää.

Koekappaleet

Koekappaleiden teräsosat olivat vastaavat kokeen 1a kanssa. Palkkien ulkopäiden päätylevyt erosivat 1a:n vastaavista ollen mitoiltaan suurempia, jolloin ne toimivat valumuotteina päädyissä ja korottivat tukea vasten tulevan lattaraudan pintalaatan paksuuden verran ylöspäin. Päätylevyihin oli lisäksi hitsattu L-teräkset ontelolaattojen kannattamista varten. Ontelolaattojen tuentaa varten palkkien alalaippoihin oli hitsattu U-teräkset, jotka tosin konepajalla oli hitsattu väärin päihin palkkeja. Ontelolaatat tuettiin palkkien laippojen päälle 85 mm:ä ja saumaraudoituksena käytettiin halkaisijaltaan 10 mm:n betoniteräksiä, jotka asennettiin kuutiossa olevien reikien mahdollistamiin paikkoihin. Betoniteräksiä käytettiin yhteensä 4 kpl ja niiden pituus oli 2.4 m. Koekappaleet muotitettiin vaneri ja lautamuotilla. Saumavalut ja pintalaatta valettiin samalla kertaa ja betonina käytettiin notkistettua lujuusluokan K30 betonia. Pintalaatan paksuus oli 50 mm. Betonivalu suoritettiin 22.10.1996. Betoniasemalta toimitettiin erehdyksessä normaalisti kovettuvaa betonia nopeasti kovettuvan sijaan, jolloin alunperin ajateltua 7 päivän kovettumisaikaa jouduttiin pidentämään. Betonin kovettumista tarkkailtiin kimmovasarella, jolla otettiin lukemia 30. ja 31.10 sekä koeistuspäivänä 1.11.1996. Betonin kovettumisen varmistamiseksi suoritettiin yhdelle koekuutiolle aamulla puristuskoe, jossa todettiin betonin lujuuden kehittyneen riittävästi kokeen aloittamiseen. Koe 1b suoritettiin 1.11.1996.

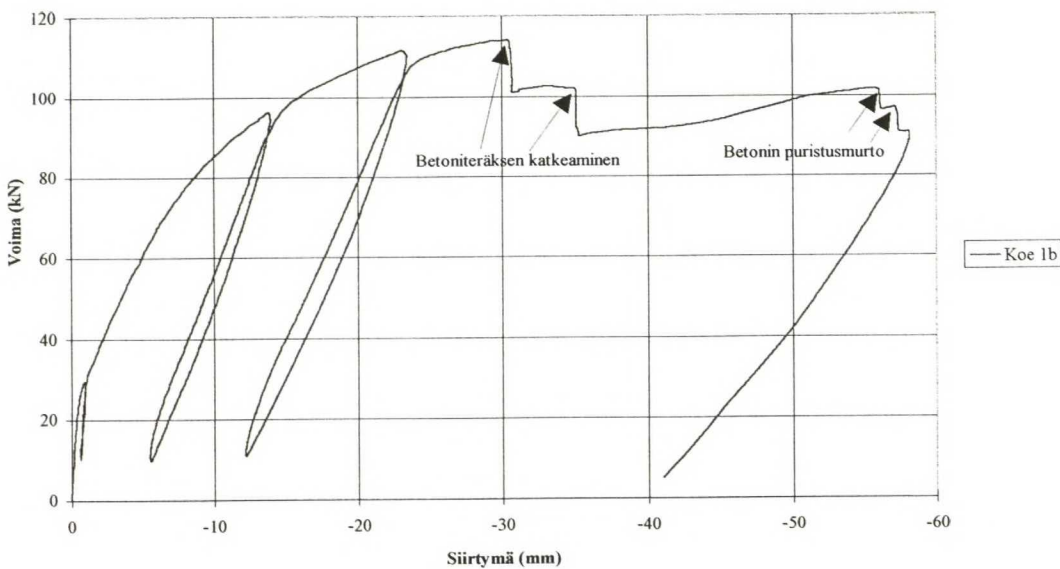
Koejärjestely

Koejärjestely oli samanlainen kokeen 1a kanssa.

Kuormituskoe 1b aloitettiin voimaohjattuna nopeudella 10 kN/min ensimmäisen esikuormituksen tasolle 30 kN asti. Tämän jälkeen palattiin nopeudella 10 kN/min tasolle 10 kN. Seuraavassa vaiheessa kuormitusta nostettiin nopeudella 5 kN/min tasolle 96 kN, jolloin kiertymä liitoksessa arvioitiin mittauspisteiden 4 ja 9 siirtymistä olevan 0,08 rad, joka vastaa yksiaukkoisen vapaastituetun palkin tuen kiertymää tapumalla $L/400$, kun kuormituksena on tasan jakautunut kuorma. Tämän jälkeen kuormitus laskettiin

manuaalisesti tasolle 10 kN. Seuraava esikuormitus ajettiin nopeudella 5 kN/min tasolle 111,6 kN, jolloin liitoksen kiertymän arvioitiin vastaavan kiertymää murtorajatilán kuormilla. Lopullinen murtokuormitus ajettiin siirtymäohjattuna nopeudella 0,25 mm/min murtokuormaan asti. Murtokuorma oli 113,9 kN. Murtotapana oli liitoksen yläpinnan saumateräksen katkeaminen. Murron jälkeen kuormitusnopeutta nostettiin 0,5 mm/min ja toisen saumateräksen murruttua nopeus nostettiin 2 mm/min, jonka jälkeen koe lopetettiin mittauspisteen 9 siirtymän ollessa 58 mm.

Koe 1b. Voima-siirtymä pilarin keskellä(siirtymä 9)



Kuva 3.5. Kokeen 1b voima- siirtymä kuvaaja.

Kokeen 1b voima-siirtymä kuvaajasta nähdään liitoksen toimivan murtokuorman aikana kimmoisesti tasolle 107 kN, jonka jälkeen siirtymät alkavat kasvamaan nopeammin. Murtokuormitus saavutetaan tasolla 113,8 kN, jota edeltää myötääminen kuorman pysyessä vakiona. Betoniteräksen katketessa voima putoaa tasolle 101,5 kN ja toisen katketessa tasolle 91 kN, josta voimme nähdä 10 mm:n teräksen antavan momenttikapasiteettia noin 11-12 kN. Ensimmäisen teräksen katkettua kiertymän suureneminen pilarin vastakkaisella puolella lakkaa ja vain katkenneen teräksen puoli kiertyy lisää. Siirtymän ollessa yli 55 mm Kuormankantokyky on noussut 101:een kN:iin, jonka jälkeen kuvaajasta nähdään betonin puristusmurto, joka alentaa kantokykyä n. 10 kN.

Pintalaatta halkesi n. tasolla 30 kN, johon asti rakenne on erittäin jäykkä verrattuna jäykkyyteen ylemmällä tasolla. Esikuormista rakenteeseen on jäänyt noin 5 mm:n pysyvät taipumat.

3.5.3 Koe 1c

Kolmannessa kokeessa oli, kokeeseen 1b verrattuna, delta-palkit vaihdettu HQ-palkkeihin, joiden kooksi oli valittu palkki 265-5-20x190-12x400. Saumaraudoitus, sauma- ja pintavalu tehtiin kuten kokeessa 1b. Tarkoituksena oli selvittää, onko liitoksen jäykkyys riippuvainen liitettävästä palkista vai perustuuko jäykkyys pelkästään pulttien ja saumaraudoitusten määrään ja sijaintiin.

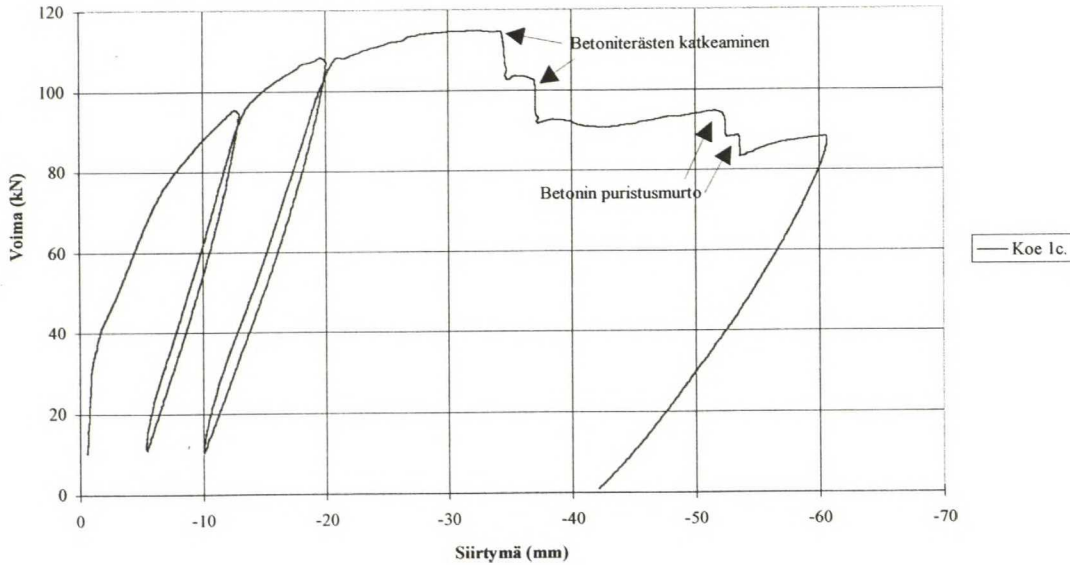
Koekappaleet

Koekappaleiden teräsosat poikkesivat 1b:n vastaavista vain palkkien osalta. Ontelolaattojen mitat muuttuivat delta-palkkien kanssa käytetyistä 175 mm leveistä 200 mm leveisiin. Muotitus, saumaraudoitus ja betonointi tehtiin vastaavalla tavalla, kuin edellisessä kokeessa. Pintalaatan paksuus erosi valmiissa koekappaleessa edellisestä, koska edellisen kokeen delta-palkkien laippojen käyryys vähensi pintabetonin määrää. Pintalaatan paksuudella ei kuitenkaan osoittautunut olevan vaikutusta koetuloksiin. Edellisessä kokeessa varmistuttiin betonin lujuuden riittävydestä ja koe suoritettiin 6.11.1996, jolloin betonin lujuudenkehityksen todettiin olevan enään hyvin hidasta.

Koejärjestely oli vastaavanlainen kokeiden 1a ja 1b kanssa.

Kuormituskoe aloitettiin voimaohjattuna nopeudella 2,5 kN/min esikuormitukseen 30 kN asti, jonka jälkeen kuorma laskettiin nopeudella 10 kN/min tasolle 10 kN. Seuraavassa vaiheessa kuorma nostettiin nopeudella 2,5 kN/min tasolle 95,5 kN, jolloin siirtymistä 4 ja 5 verrattuna kiertymään 9 arviottiin olevan 8 mrad., joka vastasi yksiaukkoisen palkin tuen kiertymää taipuman arvolla $L/400$. Tämän jälkeen kuormitus laskettiin nopeudella 10 kN/min takaisin tasolle 10 kN, josta kuormitus nostettiin aluksi nopeudella 10 kN/min 90 kN:iin asti ja siitä jatkettiin nopeudella 2,5 kN/min tasolle 108,2 kN, joka vastasi noin yksiaukkoisen palkin tuen kiertymää murtorajatila kuormilla.

Koe 1c. Voima - siirtymä pilarin keskellä(S9)



Kuva 3.6. Kokeen 1c voima- siirtymäkuvaaja.

Kokeen 1c voima-siirtymä kuvaajasta, jossa siirtymä on mitattu mittauspisteestä 9, nähdään liitoksen toimivan erittäin jäykkänä pintalaatan halkeamiseen asti tasolle 35 kN. Murtokuormituksessa rakenne toimii kimmoisena noin tasolle 108 kN, jonka jälkeen siirtymät alkavat kasvaa voimakkaammin. 95 kN esikuormituksesta pysyvää siirtymää on jäänyt n. 5 mm ja 108 kN esikuormista suunnilleen yhtä paljon lisää. Ensimmäinen betoniteräs murtui kuormalla 114,5 kN, jolloin kuorma aleni tasolle 103 kN ja seuraavan teräksen katkeaminen pudotti voiman tasolle 92 kN. Verrattaessa kokeen 1b murtokuormitukseen, murtokuorma oli lähes sama, josta voidaan päätellä liitoksen momenttikapasiteetin olevan riippumaton liitettävän palkin kapasiteetista. Betoniteräksen katkeaminen alensi kuormitusta n. 11-12 kN, joka oli sama myös kokeessa 1b. Betonin puristusmurto tapahtui tasolla 94 kN jolloin se putosi ensin tasolle 89 kN ja siitä toisen puolen murtuessa tasolle 83 kN. Kuormitusta jatkettaessa kuvaajasta nähdään voiman edelleen nousevan hitaasti, mutta siirtymien ollessa erittäin suuria suhteessa rakenteen jänneväliin. Koe lopetettiin kun siirtymä oli n.60 mm. Kuorman palautuksen jälkeen nähdään rakenteen palautusjäykkyyden pienentyneen verrattuna ennen murtokuormitusta tehtyyn palautukseen.

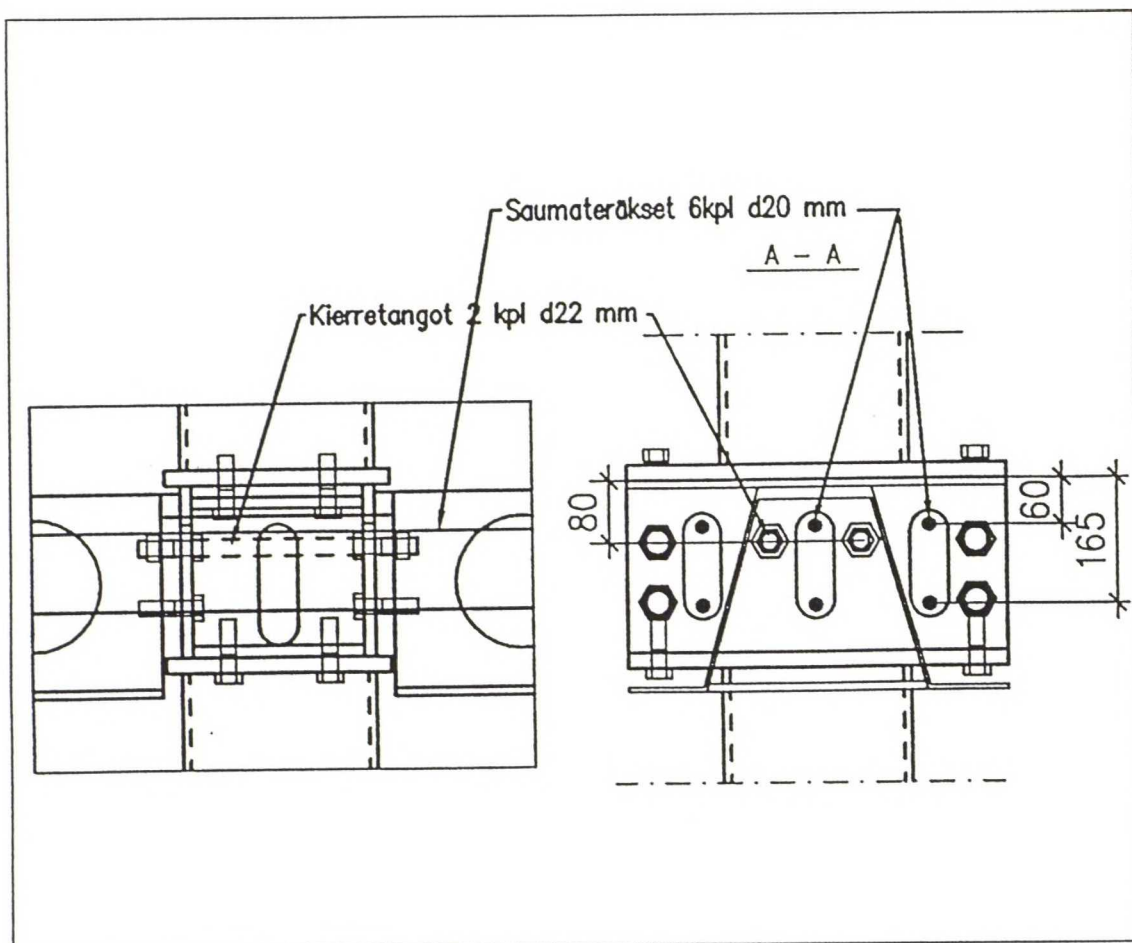
3.5.4 Koe 2

Koe kaksi muutettiin alkuperäisestä suunnitelmasta, jolloin kuution leikkauskokeesta luovuttiin ja tilalle tehtiin edellisten kaltainen taivutuskoe, jossa rakenteeseen oli lisätty saumaraudoitusten määrää merkittävästi. Liitosta pyrittiin jäykistämään myös molempiin liitoksiin asetetuilla kahdella kierretangolla, jotka kulkevat kuution läpi ja ne kiristetään deltapalkissa olevien aukkojen kautta. Kierretankojen asentamisella on pyritty saamaan palkin ylälaipan vetovoima siirtymään rakenteen läpi, jolloin liitoksen momenttikapasiteettia saataisiin kasvatettua huomattavasti aikaisempiin kokeisiin verrattuna. Delta-palkkiin pystytään asentamaan myös sisälle saumateräkset, joiden käyttö hyödynnettiin tässä koekappaleessa.

Koekappaleet

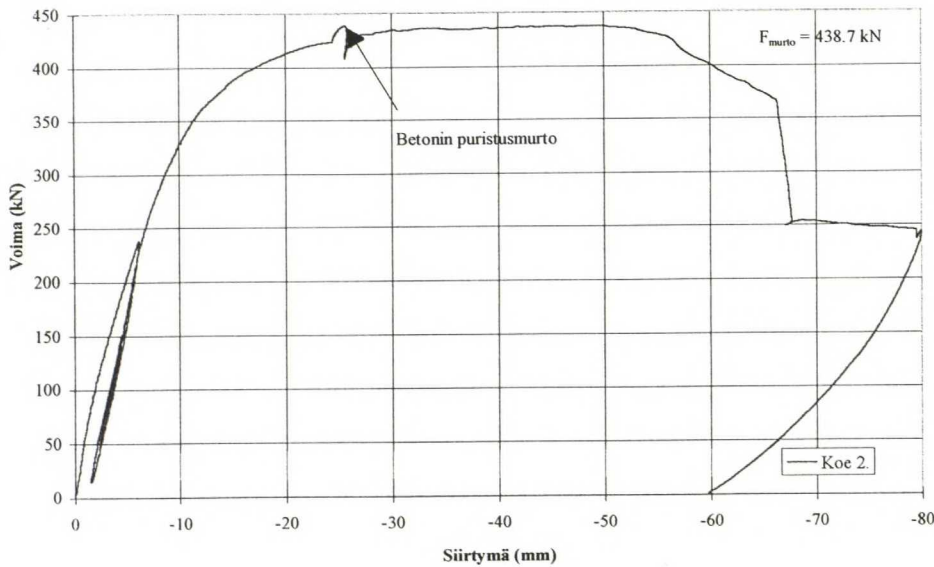
Koekappaleiden mitat olivat samat kuin kokeessa 1b, mutta nyt ontelolaatat korvattiin paikallavalubetonilla. Betonin lujuusluokka oli K30 ja betonimassana käytettiin samanlaista massaa kuin kokeiden 1b ja 1c sauma ja pintalaatan betonoinnissa. Teräspalkkeina käytettiin dimensioiltaan samankokoisia deltapalkkeja kuin kokeissa 1a. ja 1b. Liitoskuutioon porattiin deltapalkin yläreunan alapuolelle halkaisijaltaan 23 mm:n reiät, joista kuutio pultattiin kiinni palkin päätylevyyn kuution läpi vedetyillä kahdella d22 mm kierretangolla. Pultit kiristettiin delta-palkissa olevien reikien kautta 200 kNm kiristysmomenttiin. B7:n edellyttämän 500 kNm:in kiristysmomentin saavuttaminen ei onnistunut koehallin työkaluilla, koska Delta-palkin aukko oli liian ahdas suurelle momenttiavaimelle. Tämän liitoksen käyttö on mahdollista vain delta-palkin kanssa, sekä erilaisten ulkomaalaisten matalapalkkien kanssa esim. IFB- ja Slimflor palkki. Koekappaleen leveys pidettiin samana kokeisiin 1b ja 1c verrattuna. Ontelolaattojen korvaamisella paikallavalubetonilla ei ole merkittävää vaikutusta kokeen lopputuloksissa, joten kyseinen menettely arvioitiin sopivaksi. Saumaraudoituksen määräksi valittiin d20 mm:n betoniteräkset, jotka sijoitettiin kuten kokeiden 1b ja 1c saumateräkset. lisäksi asennettiin vielä delta-palkin sisään saumateräkset, jotka kulkivat rakenteen läpi kuutiossa ja palkin päätylevyissä olleiden aukkojen kautta. Koekappaleen valu suoritettiin 5.12.1996 ja koeistus suoritettiin 16.12.1996. Kuvassa 3.7. esitetään liitoksen saumateräkset, niiden sijainti sekä lisäpulttien sijainti.

Kuormituskoe aloitettiin voimaohjattuna nopeudella 5 kN/min esikuormitukseen 50 kN asti, jonka jälkeen kuorma laskettiin samalla nopeudella nolnaan. Antureissa esiintyneiden kosketushäiriöiden takia anturit nollattiin uudestaan. Seuraavassa vaiheessa kuorma nostettiin nopeudella 10 kN/min tasolle 50 kN, jonka jälkeen nopeus pudotettiin 5 kN/min ja esikuormitus ajettiin tasolle 240 kN. Kuormitus laskettiin alas 10 kN:iin nopeudella 20 kN/min. Murtokuormitus aloitettiin nopeudella 20 kN/min tasolle 240 kN, josta jatkettiin nopeudella 5 kN/min 300 kN:iin. Tästä jatkettiin siirtymäohjauksella nopeudella 0,2 mm/min tasolle 375 kN, jolloin nopeus kasvatettiin nopeuteen 0,5 mm/min. Tasolla 375 kN siirtymistä 4ja 5 laskettu kiertymä oli 8 mrad., joka vastasi yksiaukkoisen palkin tuen kiertymää taipuman arvolla $L/400$. Tämän jälkeen kuormitusta jatkettiin nopeudella 0,5 mm/min tasolle 438,7 kN, jolloin tapahtui betonin puristusmurto. Tämän jälkeen ajettiin nopeuksilla 1 mm/min ja 2 mm/min kunnes kierretangot katkesivat ja kuormitus tippui tasolle 250 kN. Kuormitus lopetettiin, kun siirtymä pisteessä 9 oli 80 mm.



Kuva 3.7. Palkin ja rigidlock-liitoskappaleen liitos kokeessa 2.

Koe 2. Voima - siirtymä jännevälin keskellä (S9).



Kuva 3.8. Kokeen 2 voima-siirtymäyhteys.

Kokeen 2 voima-siirtymä kuvaajasta, jossa siirtymä on mitattu mittauspisteestä 9 nähdään, että aikaisemmissa kokeissa ilmennyt jäykkyyden huomattava pieneneminen pintalaatan halkeamisen jälkeen ei esiintynyt tässä kokeessa. Laatan halkeamat esiintyivät tasaisemmin ja pintalaatta halkesi useammasta kohdasta. Murtokuormituksessa rakenne toimii kimmoisena tasolle 300 kN, jonka jälkeen siirtymät alkavat kasvaa voimakkaammin. 240 kN esikuormituksesta pysyvää siirtymää on jäänyt vain n.1-1.5 mm. Edellisistä kokeista poiketen ensimmäisenä esiintyi betonin puristusmurto kuormitustasolla 420 kN, jolloin kuorman arvo äkillisesti nousi noin 15 kN ennen betonin murtumista. Puristusmurron jälkeen kuormitustaso palauti nopeasti murtoa edeltävälle tasolle jolloin lopulliseksi murtokuormaksi saatiin 438 kN, jonka jälkeen kierretangot katkesivat ja kuormitus putosi tasolle 250 kN. Verrattaessa kokeiden 1b ja 1c murtokuormitukseen, murtokuorma kasvoi lähes nelinkertaiseksi, jolloin nähdään kierretankojen erittäin merkittävä vaikutus liitoksen momenttikapasiteettiin. Myös rakenteen kiertymäkapasiteetti on huomattavasti suurempi kuin edellisissä kokeissa. Kierretankojen katkeamisen jälkeen rakenteeseen jää momenttikapasiteettia n. 150 kNm, joka on lähellä kokeen 1c tuloksista arvioitua samoilla saumateräsmäärillä. Tämä arvioitu murtokuorma on 137 kNm, jolloin nähdään arvion olevan varmalla puolella. Suurempien betoniterästen käyttö antaa liitokselle paremman kiertymäkapasiteetin joka selittää edellisten eron.

3.6 Koetulosten vertailu ja luokittelu

3.6.1 Koetulosten luokittelu.

	Koe 1a	Koe 1b	Koe 1c	Koe 2
Saumateräsmäärä	Ei teräksiä	4x d10 mm	4x d10 mm	3x d20 mm
Murtokuorma	68 kN	113,8 kN	114,5 kN	438,7 kN
Voima ensimmäisen teräksen katkettua.		101,5 kN	103 kN	Kierretangot katkesivat
Voima toisen teräksen katkettua .		91 kN	92 kN	250 kN
Betonin puristusmurto.		101 kN:sta alas 91 kN:iin.	94 kN:sta alas 83 kN:iin.	420 kN

Taulukko 3.1 . Kuormitustasot eri kokeissa.

Koetuloksista saadut tulokset on koottu taulukkoon 3.6., jonka perusteella saadaan selvitettyä murtokuormat sekä harjaterästen vaikutus kuormankantokykyyn kun ne sijaitsevat rakenteessa tietyllä korkeudella.

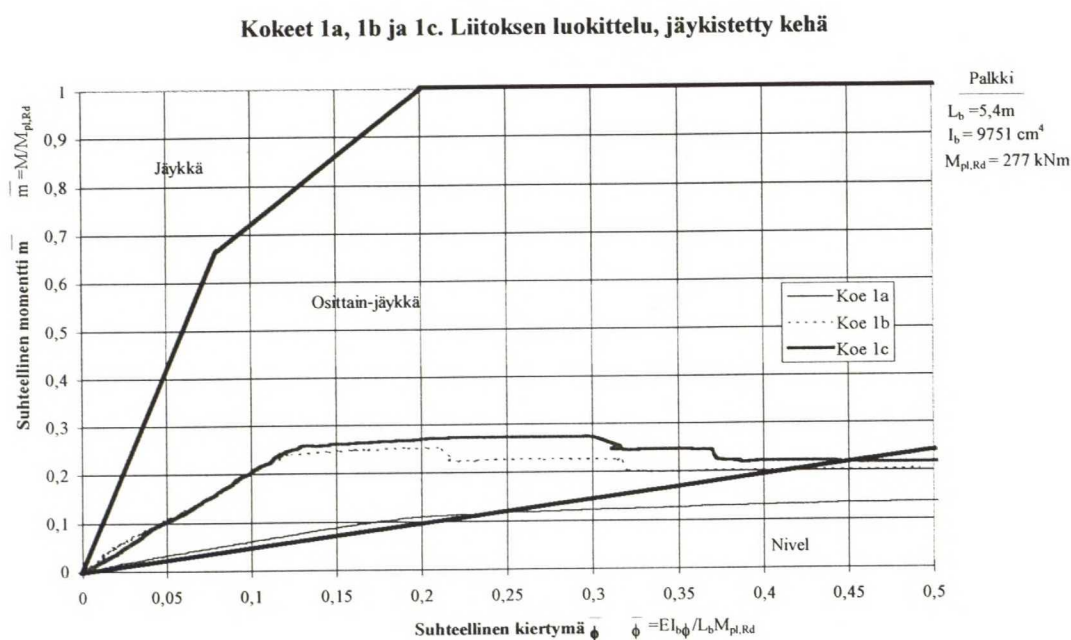
Kokeessa 1a murtokuormaksi saatiin 68 kN, jolloin liitoksen momentti pilarin keskellä oli 41,5 kN. Koetulosten 1a 1b ja 1c perusteella on syytä olettaa, että liitettävällä palkilla ei ole vaikutusta liitoksen momenttikapasiteettiin ainakaan voimatilassa, jossa liitettävän palkin plastinen taivutuskestävyys ylittää liitoksen taivutuskestävyyden.

Liitoksen luokittelu riippuu palkin jännevälistä, palkin jäyhyysmomentista ja palkin momenttikapasiteetista. Rigilock-liitos pelkille teräsosille toimii koetulosten perusteella nivelenä. Sovelletaan koetuloksista saatua momentti kiertymä kuvaajaa esim. jänneväleille 4,8m, 5,4m ja 6,0m, jolloin määritetään liitettävien palkkien poikkileikkaus, ja luokitellaan liitos niihin perustuen. Käytetään kehävälinä toiseen suuntaan samaa mittaa kuin jänneväli. Luokitellaan pelkkien teräsosien liitos käyttämällä palkille seuraavia poikkileikkaus arvoja:

$$\begin{aligned}
 L_b &= 5,4 \text{ m} & E &= 210000 \text{ N/mm}^2 \\
 I_b &= 97,5382 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \\
 M_{Pl,Rd} &= 276,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Luokittelua varten lasketaan kappaleessa 2.1.1 esitettyillä kaavoilla $\bar{\Phi}$ ja \bar{m} , joiden avulla liitoksesta voidaan piirtää luokiteltu kuvaaja. Kuvassa 3.8. esitetään kokeiden 1a, 1b ja 1c momentti-kiertymäkuvaajista lasketut luokittelut, jos liitosta käytetään jäykistämättömässä kehässä. Kuvaajasta nähdään liitoksen kokeessa 1a toimivan vain

hieman osittain jäykän alueella, joten luokitellaan liitos niveleksi. Pelkkiä teräspalkkeja käytettäessä välipohjana voidaan käyttää esim. rautaruukin kevyttä välipohjaa, jolloin palkeille tulevat kuormat ovat pienempiä ja palkkikoon pienentyminen nostaa kuvaajaa jäykempään suuntaan. Kun runkojärjestelmässä on vain kaksi vierekkäistä kehää, niin palkkien kuormat kertyvät pääasiassa vain toiselta puolelta, joka myös vaikuttaa palkkien kokoon.



Kuva 3.9. Liitoksen luokittelu kokeissa 1a, 1b ja 1c. Jäykistämätön kehä.

Kokeen 1b luokittelu.

Käytetään kokesta 1b saadun liitoksen momentti-kiertymäkuvaajan luokitteluun samoja poikkileikkaussuureita kuin kokeessa 1a. Tällöin käytettäessä jäykistetylle kehälle annettuja kaavoja saadaan liitos selvästi osittain jäykän alueelle. Kuvaaja jää kuitenkin melko kauaksi jäykän liitoksen tasosta, jolloin mitoituksessa voidaan käyttää, joko niveltä tai osittain jäykkää liitosta. Kun keharakenne on jäykistämätön, kuvaaja on myös osittain jäykän alueella ja liitoksen momenttikapasiteetti alhaisella tasolla palkkiin nähden. Jäykistämättömässä kehässä rakenteen sivusiirtymät täytyy tarkastaa huolellisesti.

Koska liitoksen momenttikapasiteetti ei riipu liitettävästä palkista, vaan saumaterästen määrästä voidaan liitokselle arvioida melko tarkasti jäykkyys tietyille jänneväleille tietyillä saumateräsmäärillä. Kappaleessa 4.1 esitetään erilaisia tapauksia liitoksen jäykyyden

luokitteluista eri jänneväleillä ja eri saumateräsmäärillä. Liitoksen momenttikestävyys ilman saumateräksiä saadaan kun momenttikestävyys katsotaan momentti-kiertymäkuvaajalta saumaterästen katkeamisen jälkeen. Taulukon 3.6. mukaan kuorman suuruus on tällöin 91 kN, joka vastaa momenttia 55,5 kNm. Verrattaessa palkin momenttikapasiteettiin, joka on 276,8 kNm, saadaan $M_{rd} > 0,1 M_{pl,Rd}$, jolloin liitoksen jäykkyys voidaan hyödyntää palkin mitoituksessa.

Kokeen 1c luokittelu

Kokeen 1c perusteella tehty luokittelu on lähes täysin vastaava kokeen 1b kanssa, jolloin liitos toimii osittain jäykkänä momenttikapasiteetin jäädessä alhaiselle tasolle. Koska kokeesta 1c saatiin sama momentti kapasiteetti kuin kokeessa 1b., niin kappaleessa 4.1 sovelletaan kokeen 1c momentti-kiertymä kuvaajaa erilaisille HQ-palkeille.

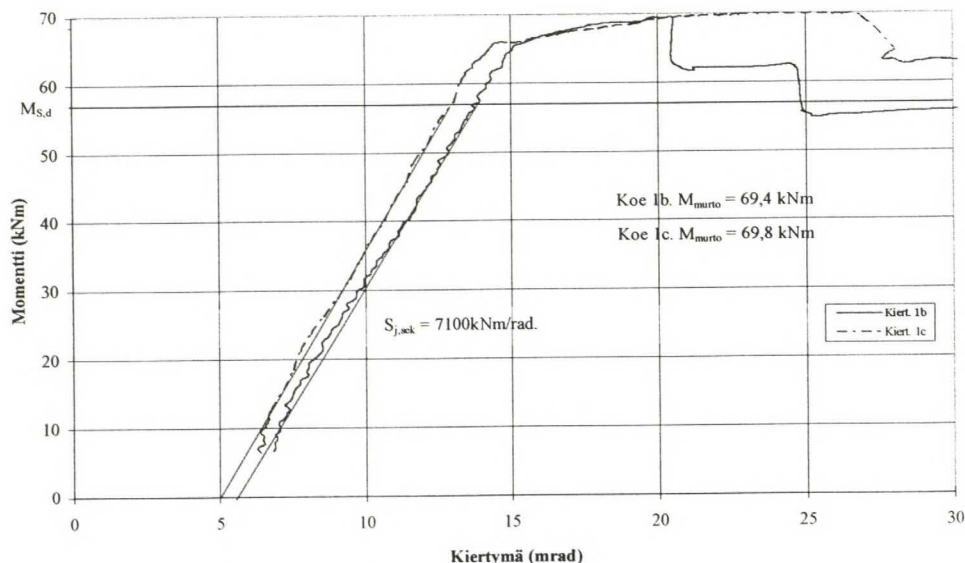
Kokeen 2 luokittelu

Luokiteltaessa kokeen 2 tuloksista edellisten kaltaisella tavalla, saadaan liitokselle täysin eri suuruusluokkaa olevat arvot kuin aikasemmissa kokeissa. Liitokseen asenettut kierretangot jäykistävät liitosta niin paljon, että jäykistetyllä kehällä päästään jäykälle alueelle. Jäykistämätöntä kehää käytettäessä liitos on vielä osittain jäykän alueella, mutta melko lähellä jäykkää.

3.6.2 Liitoksen jäykkyys

Liitoksen jäykkyys tietyllä momentin arvolla voidaan määrittää sekanttijäykkyytenä, joka saadaan esim. liitokselle kokeellisesti saadusta momentti-kiertymäkuvaajasta. Liitoksen sekanttijäykkyys vaihtelee momentin eri arvoilla. Sekanttijäykkyys saadaan laskettua kuvan 3.10. perusteella halutulle tukimomentin arvolle. Kuvassa 3.10. esitetään kokeen 1b. tuloksien avulla laskettu sekanttijäykkyys tukimomentin arvolle 58 kNm, jolloin esikuormitusten jälkeen viimeisessä kuorman nostossa momenttia vastaava sekanttijäykkyys on n. 7100 kNm/rad. Kun kuorma nostetaan ensimmäisen kerran 58 kNm:iin, niin sekanttijäykkyys on n. 9000 kNm/rad, jolloin murtokuorma tulee yliarvioiduksi. Kuvaajasta saadaan myös määrättyä liitoksen tangenttijäykkyys eri kohdissa. Sekanttijäykkyyttä käytettäessä tulos on varmemmalla puolella.

Kokeet 1b ja 1c. Momentti-kiertymä.



Kuva 3.10. Liitoksen sekanttijäykkyys kokeiden 1b ja 1c tuloksista.

Kokeen 1c kuvaajasta voidaan tehdä samanlaiset tarkastelut liitoksen jäykkyyden selvittämiseksi. Liitosta kuormittavan momentin ollessa 58 kNm saadaan kuvaajasta jäykkyydeksi 7100 kNm/rad, kun tarkastellaan jäykkyyttä murtokuormituksen noston aiakana, sekä sama 7100 kNm/rad, kun kuormaa nostetaan ensimmäisen kerran tasolle 58 kNm. Pienet erot sekanttijäykkyyksissä eri kuormituskokeiden välillä johtunevat pääasiassa saumaraudoituksen sijainnista liitoksessa ja liitoksen rakenteen palkkien eroista.

Kokeen 2 kuvaajasta (liite 3) voidaan laskea sekanttijäykkyys, joka on lähes vakio n.210 kNm:iin asti. Tällä välillä sekanttijäykkyys on noin 27000 kNm/rad ja esimerkiksi ylempänä momentin arvolla 237 kNm se on noin 23700 kNm/rad.

3.7 Tulosten luotettavuus

Pyrittäessä selvittämään liitosten käyttäytymistä empiirisillä kokeilla, on tärkeää arvioida kokeiden ja niistä saatujen tulosten luotettavuutta. Koska tässä tutkimuksessa tehtiin kokeita vain neljä kappaletta, niin saadut tulokset ovat lähinnä suuntaa antavia. Kokeiden 1b ja 1c tulokset kuitenkin vastasivat toisiaan melko hyvin, jolloin tulokset ainakin niiden osalta vaikuttavat luotettavilta. Todellisissa rakenteissa pulttiliitosten toimintaan

vaikuttavat merkittävästi myös eri rakennusosien valmistus- ja asennustoleranssit sekä virheet.

4. Tulosten soveltaminen välipohjan mitoituksessa

4.1 Liitoksen jäykkyysluokitus

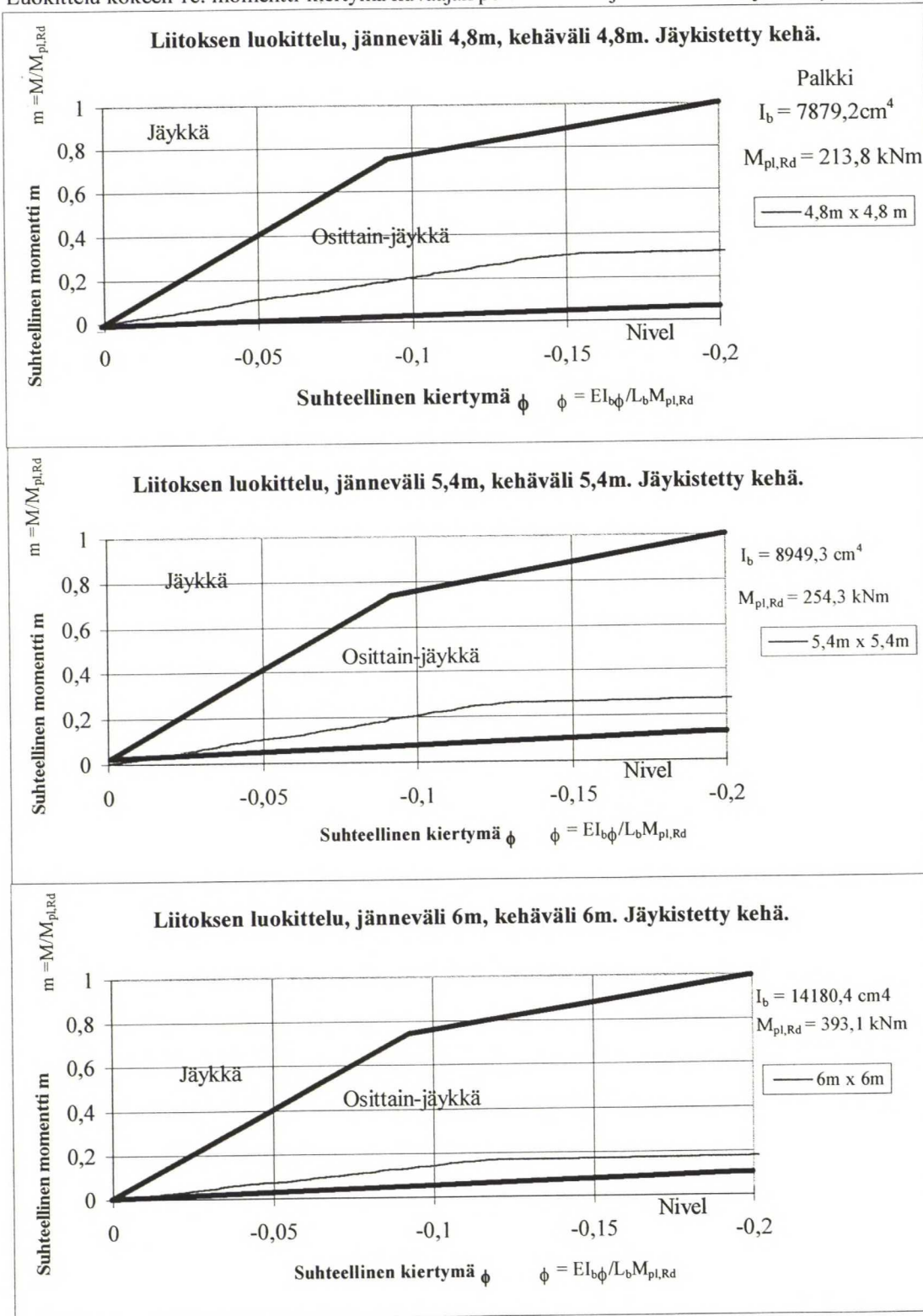
Kuormituskokeen 1c tulosten perusteella voidaan arvioida liitoksen jäykkyyttä eri jänne- ja kehäväleillä. Lasketaan esimerkinomaisesti kuvaajat kolmelle eri rakenteelle, joiden moduuleiksi valitaan $4,8 \text{ m} \times 4,8 \text{ m}$, $5,4 \text{ m} \times 5,4 \text{ m}$ ja $6 \text{ m} \times 6 \text{ m}$. Kun saumateräsmäärät ovat samat kuin koekappaleella saadaan Jäykistetyille kehälle kuvan 4.1 mukaiset kuvaajat. Käytettävät palkkidimensiot on laskettu rautaruukin HQ-beam ohjelmalla, josta on saatu palkeille jäyhyysmomentit I_b ja plastiset momenttikestävyudet $M_{pl,Rd}$. Palkkien mitoituksessa on käytetty kuormina 265 mm korkean ontelolaataston omaapainoa $3,8 \text{ kN/m}^2$, 50 mm pintalaattaa $1,25 \text{ kN/m}^2$ sekä $2,5 \text{ kN/m}^2$ hyötykuormaa.

Kuvassa 4.2 on esitetty vastaavat kuvaajat jäykistämättömille kehille.

Palkkien poikkileikkausarvot ovat vain esimerkinomaisia, jolloin rungon mitoituksessa on palkkikoot valittava tapauskohtaisesti. Liitoksen luokituskuvaaja määräytyy lopullisesti käytettyjen palkkikokojen perusteella, joiden perusteella valitaan liitokseen sopiva rakennemalli jäykkänä, osittain-jäykkänä tai nivelenä.

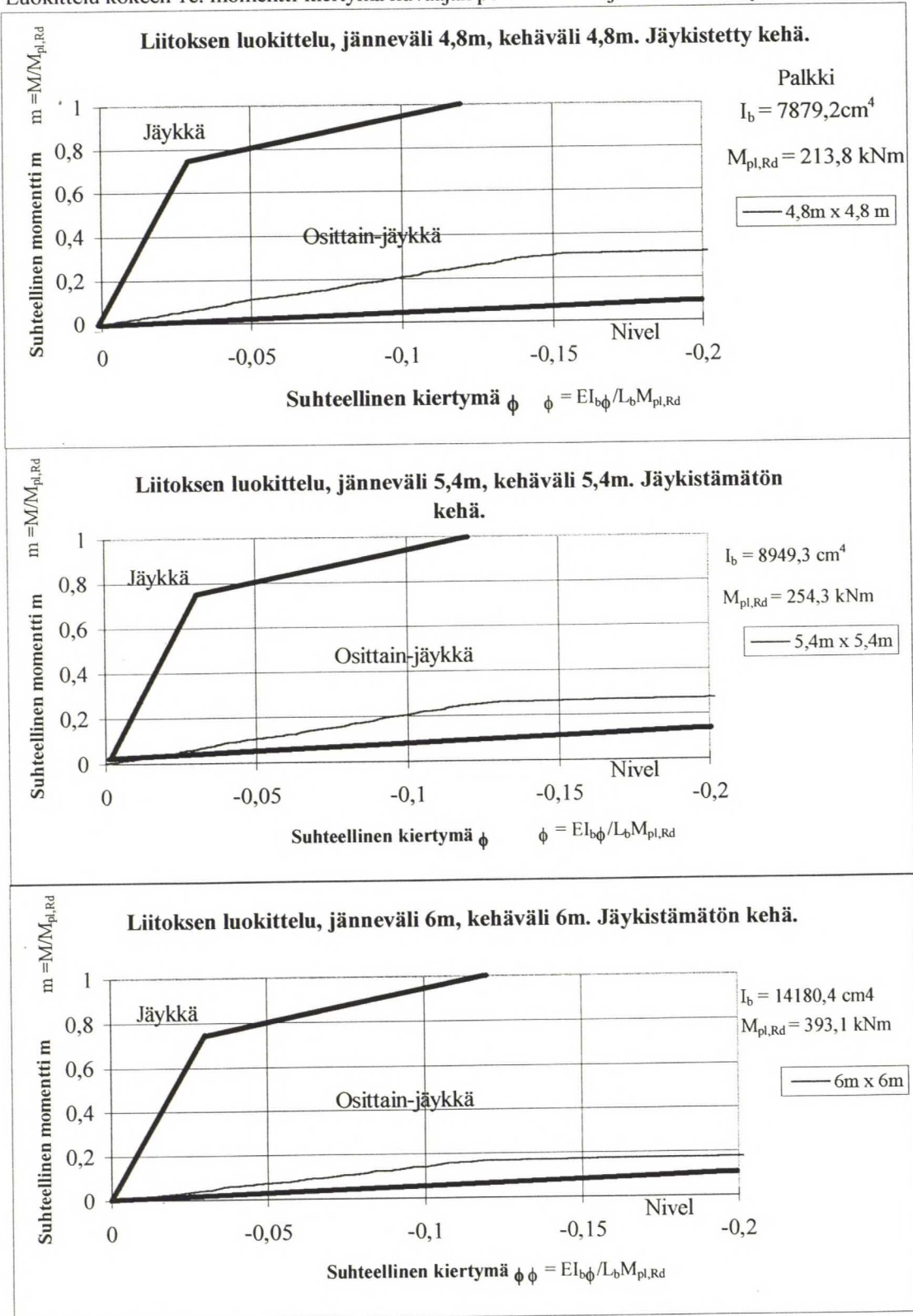
Kokeen 2 tulosten perusteella voidaan tehdä samanlainen luokittelu eri suunnittelumoduuleissa. Lasketaan samoilla muuttujilla kuvaajat kuin edellisessä kappaleessa tehtiin. Kuvaajat on esitetty kuvassa 4.3, josta selviää rakenteen toimivan jäykkänä, kun kehä on jäykistetty sivusiirtymien ehkäisemiseksi. Jäykistämättömän kehän tapauksessa kuvaajat ovat osittain jäykkien alueella.

Luokittelu kokeen 1c. momentti-kiertymä kuvaajan perusteella eri jänneväleille. Jäykistetty kehä.



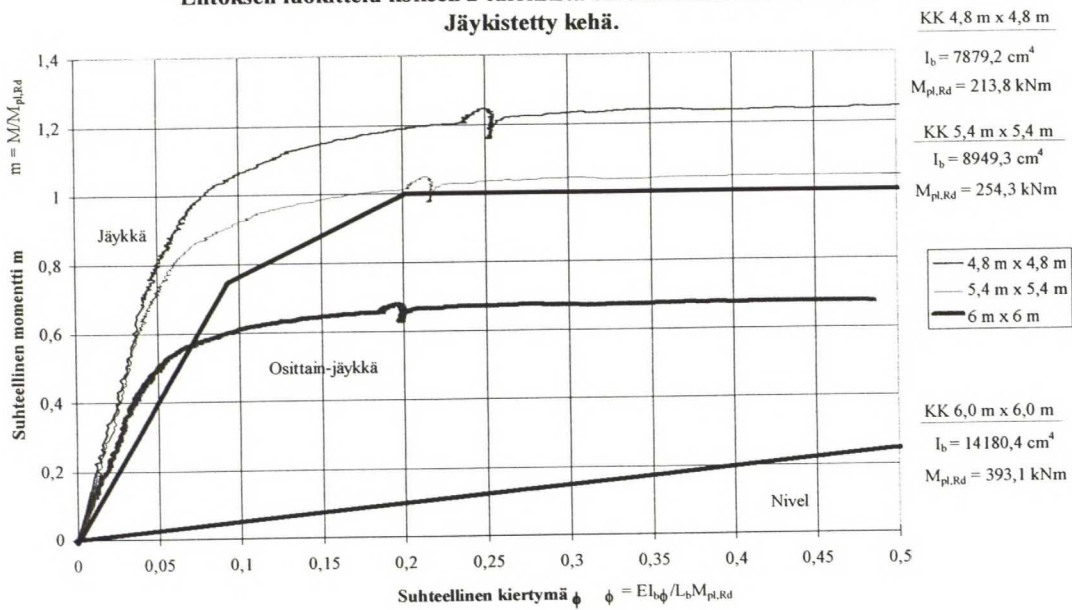
Kuva 4.1 Liitoksen luokittelu eri moduuleissa. Jäykistetty kehä. Saumateräkset 4kpl d10 mm.

Luokittelu kokeen 1c. momentti-kiertymä kuvaajan perusteella eri jänneväleille. Jäykistämätön kehä



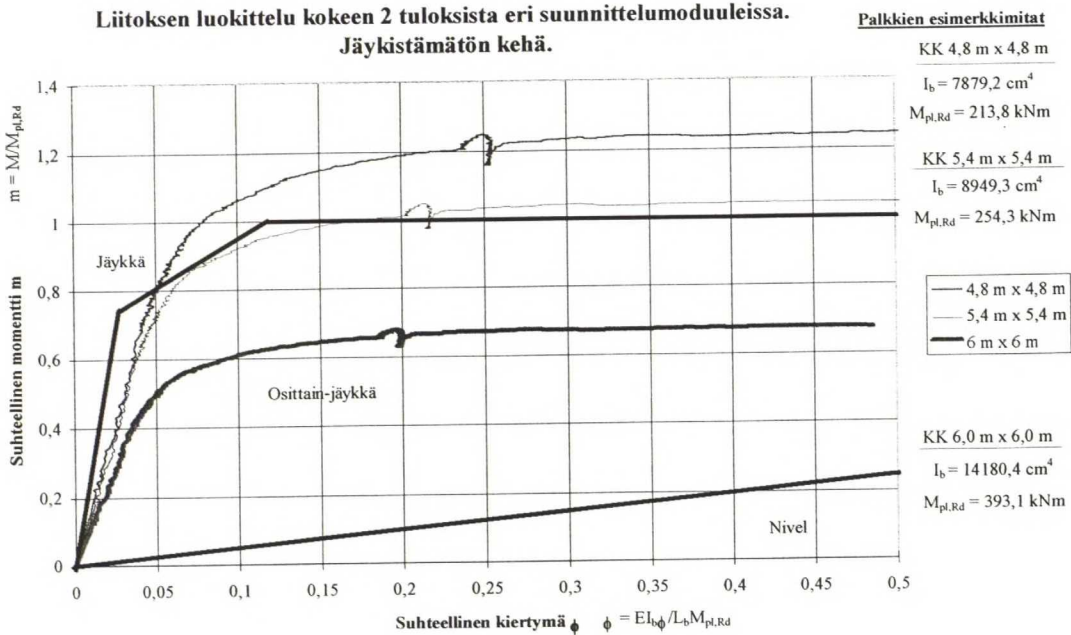
Kuva 4.2 Liitoksen luokittelu eri moduuleissa. Jäykistämätön kehä. Saumateräkset d10 mm.

**Liitoksen luokittelu kokeen 2 tuloksista eri suunnittelumoduuleissa.
Jäykistetty kehä.**



Kuva 4.3 Liitoksen luokittelu eri suunnittelumoduuleilla kokeessa 2 käytetylle liitokselle. Jäykistämätön kehä. Kierretangot 2 kpl d22mm. Saumateräkset 6 kpl d20mm.

**Liitoksen luokittelu kokeen 2 tuloksista eri suunnittelumoduuleissa.
Jäykistämätön kehä.**



Kuva 4.4 Liitoksen luokittelu eri suunnittelumoduuleilla kokeessa 2 käytetylle liitokselle. Jäykistämätön kehä. Kierretangot 2 kpl d22mm. Saumateräkset 6 kpl d20mm.

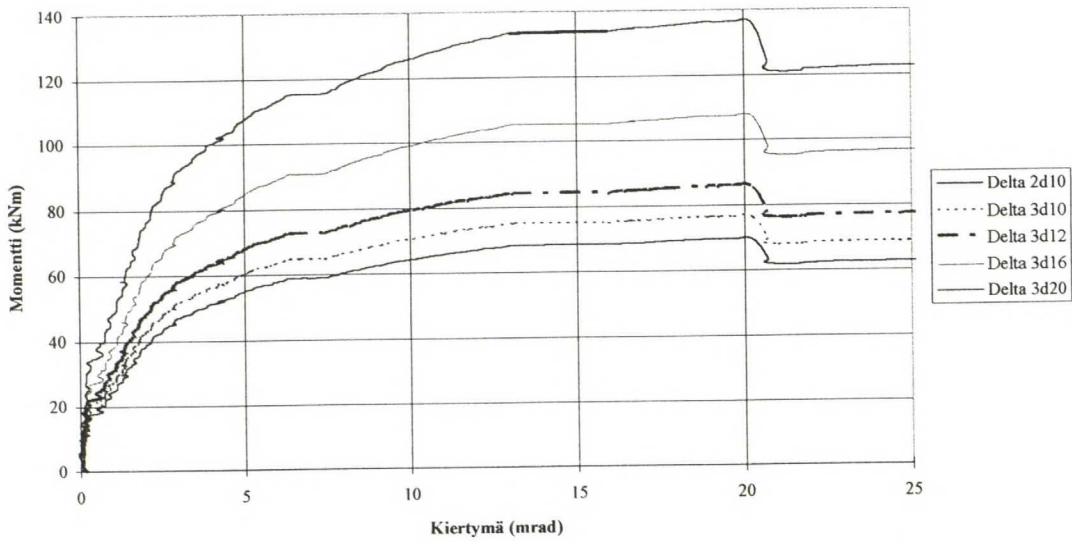
4.2. Liitoksen toiminta eri saumateräsmäärillä

Kokeiden 1b ja 1c tulosten perusteella voidaan arvioida liitoksen momenttikapasiteetin kasvua eri saumateräsmäärillä. Liitoksen kapasiteetin arvioimiseen on käytetty yksinkertaisesti menettelyä, jossa kuormituskokeessa betoniteräksen katkeamisesta aiheutunutta kuormitustason alenemista on kerrottu saumateräsmäärien pinta-alojen suhteella, josta on saatu kuormituskapasiteetin arvioitu nousu. Kiertymän suuruus on arvioitu samaksi kuin kuormituskoeappaleilla. Menetelmä muuttuu sitä epätarkemmaksi mitä suurempia betoniteräksiä käytetään. Delta-palkkiin on mahdollisuus lisätä saumaterkset myös palkin sisään, jolloin lisäkapasiteettia verrattuna HQ-palkkiin on saatavissa. Technopark projektissa on testattu betoniterästen asentaminen palkin sisään onnistuneesti. Kuvassa 4.3 esitetään arvioitu momentti-kiertymä yhteys Delta-palkilla eri saumateräsmäärillä, jonka perusteella voidaan alustavasti arvioida liitoksen kapasiteettia eri saumateräsmäärillä. Kuvaajasta on myös helppo selvittää liitoksen sekanttijäykkyydet halutuilla momentin arvoilla.

Kokeen 2 tulosten perusteella voidaan tehdä vastaavanlainen arviointi kuin edellä. Kuvaajan perusteella selviää kierretankojen merkittävä vaikutus liitoksen momenttikapasiteettiin. Rakenteen momenttikapasiteetti on suurempi kierretankojen kanssa ilman saumateräksiä, kuin ilman kierretankoja, vaikka raudoituksena olisi 6kpl halkaisijaltaan 20 mm betoniteräksiä. Kierretangot siirtävät rakenteen ylälaipan vedon hyvin kuution läpi, ja aikaisemmissa kokeissa tapahtunutta voimakasta palkin päätylevyn taipumista ilmene.

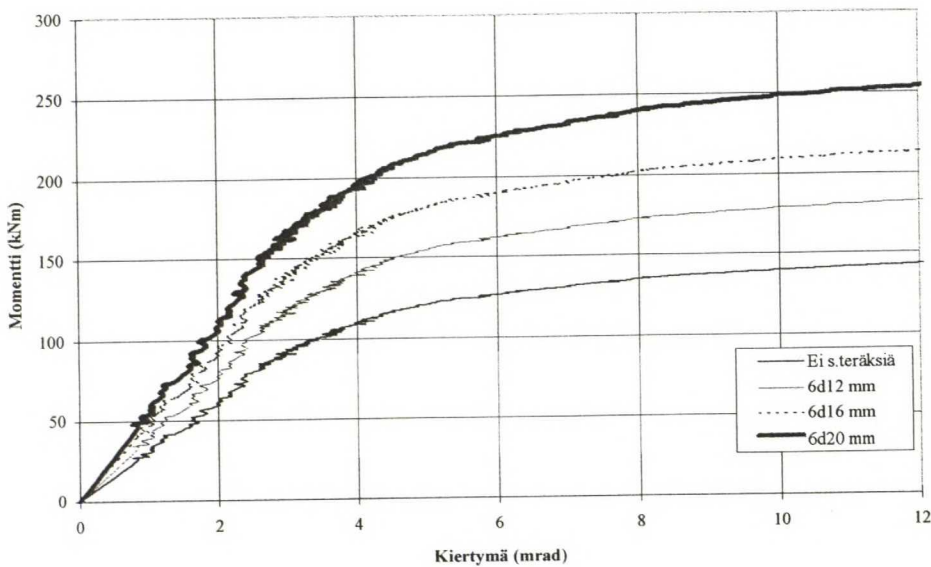
Momentti kiertymä kuvaajien jälkeen on laadittu taulukot arvioiduista murtokuormista kuvaajissa esiintyville raudoituksille.

Kokeen 1b. tuloksista arvioitu momentti-kiertymä eri saumateräsmäärillä.



Kuva 4.5. Arvioidut momentti-kiertymä kuvaajat eri teräsmäärillä ilman kierretankoja. Delta-palkki

Kokeen 2 tuloksista arvioidut kuvaajat eri saumateräsmäärillä.



Kuva 4.6. Arvioidut momentti-kiertymä kuvaajat eri teräsmäärillä, kun liitoksen läpi on laitettu kierretangot. Delta-palkki

Liitoksen murtokuormat ilman kierretankoja

Taulukko 4.1. Arvioidut murtokuormat eri saumateräsmäärillä. Delta-palkki.

Saumateräokset	2 x 3d10	2 x 3d12	2 x 3d16	2 x 3d20
Murtokuorma kN	125	140	176	224
Murtomomentti kNm	77	86	108	137

Taulukko 4.2 Arvioidut murtokuormat liitoksessa, kun palkkina on HQ.

Saumateräokset	2 x 2d10	2 x 2d12	2 x 2d16	2 x 2d20
Murtokuorma kN	114,5	125	148,5	180,5
Murtomomentti kNm	70	76	90	110

Liitoksen arvioidut murtokuormat kierretankoja käytettäessä

Taulukko 4.3. Arvioidut murtokuormat eri saumateräsmäärillä. Delta-palkki.

Saumateräokset	Ei saumateräksiä	2 x 3d12	2 x 3d16	2 x 3d20
Murtokuorma kN	246	316	368	438
Murtomomentti kNm	150	192	224	266

5. Case

Insinööritoimisto Pekka Heikkilä Oy:ssä tehtiin teräsrungon analysointi erilaisia rungonosien liittymisjäykkyyksiä käyttäen. Tutkimuksessa analysoitu runko oli valittu Raaheen rakennetun Technopark Oy:n mukaiseksi. Analysoitu kehä oli osittain kolmi- ja osittain nelikerroksinen 12-jänteinen tasokehä. Palkkien jänneväleinä oli 5,4 m ja kerroskorkeus oli 3,6 m. Kehä analysoitiin aluksi mallilla, jossa palkit oli tuettu nivelellisesti pilareihin ja runko jäykistettiin teräsristikolla. Seuraavassa vaiheessa palkkien oletettiin tukeutuvan liitososiin jäykästi ja osittain jäykästi jäykistysristikkoa käyttäen. Laskenta tehtiin kiinnitysasteille 100% ja 75%. Kolmannessa vaiheessa selvitettiin tarvitaanko erillistä vaakajäykistystä, jolloin rakennemalli laadittiin ilman jäykistysristikkoa ja palkkien kiinnitysasteina olivat 100%, 75% ja 50%.

Analyysissä on arvioitu, että käytettäessä ristikkojäykistystä palkin 75%:n kiinnitysasteen hyödyntäminen vähensi rungon kokonaisteräsmäärää niveltuentaiseen verrattuna noin 10%. Kokeessa 2 käytetyn kierretangoilla vahvistetun liitoksen käyttö vastaisi tässä rakennemallissa melko hyvin 75%:n kiinnitystä näillä palkkidimensioilla, jolloin mitoituksessa palkin jäykkyys on hyvin hyödynnettävissä ja varmuus murtomomenttiin nähden on n. 2,2. Liitokseen saadaan 100 %:n kiinnitys varmuuskertoimella 1,67. Ilman kierretankoja kiinnitysasteet jäävät alhaisiksi ja hyöty saavutetaan lähinnä palkin mitoittamisessa, jolloin jäykkyysasteen hyödyntäminen pienentää palkin teräsmäärää.

Analyysin mukaista jäykkänurkkaista, täysin jäykällä ja osittain-jäykällä (50 - 75%) liitoksilla jäykistettyä kehää, ei laskelmien perusteella tarvitse jäykistää erillisellä jäykistysristikolla. Ilman kierretankoja liitoksen jäykkyyttä ei saada tarpeeksi suureksi, jolloin erillistä vaakajäykistystä on siinä tapauksessa käytettävä. Kierretankojen käyttö kasvattaa liitoksen jäykkyyttä niin paljon, että tässä kehämallissa 50%:n jäykkyys saavutetaan melko suurillakin varmuuskertoimilla. 60 %:n jäykkyyden varmuuskerroin on n.2,3 ja 90 %:n jäykkyyden 1,5.

Analyysissä todetaan vertailulaskelmien perusteella rungon teräsmäärän pienenevän kyseisessä kohteessa n.10% kun liitos jäykistetään 75%:n jäykkyyteen ja todetaan

teräsmenekin vielä alenevan, jos pilarit liitetään perustuksiin jäykästi. Tämä jäykkyys saavutetaan kokeen 2 mukaisella liitoksella betonin kovettumisen jälkeen.

Liitoksen jäykkyyden ollessa välillä 12-25% todetaan jäykkyyden hyödyntämisen alentavan esimerkkirungon teoreettista teräsmenekkiiä n. 2%. Tämä jäykkyydsarvio vastaa hyvin jäykkyyttä ilman kierretankoja, joka soveltuu käytettäväksi mitoituksessa HQ-palkkien kanssa.

Taulukkoon 5.1 on koottu rakennemalleissa käytetyt eri palkkipoikkileikkaukset, joiden momenttikestävyyttä vertaamalla on arvioitu liitoksen todellinen kiinnitysaste perustuen kokeen 2 sekä kokeiden 1b ja 1c tuloksiin. Liitoksen momenttikapasiteetin mitoitusarvo saadaan jakamalla murtokuorma luotettavalla varmuuskertoimella. Kiinnitysaste saadaan jakamalla liitoksen momenttikapasiteetin mitoitusarvo palkin momenttikapasiteetilla. Taulukossa ei ole annettu yhtä tiettyä kiinnitysastetta, vaan siihen on laskettu arvioitu kiinnitysasteen vaihteluväli ja sen raja-arvoille varmuuskertoimet murtomomenttiin nähden.

Taulukko 5.1. Insinööritoimisto Pekka Heikkilä Oy:n Technoparkin rungon analysoinnissa käyttämät palkkipoikkileikkaukset ja Rigilock-liitoksen arvioidut jäykkyydsasteet.

Analyysin vaihe, analyysissä käytetyn rungon jäykistys ja palkin kiinnitysaste.	Analyysin eri vaiheissa käytettyjen palkkien A ja I	Analyysin eri vaiheissa käytettyjen palkkien W ja M_{Rd}	Arvioitu kiinnitysaste kokeen 2 tuloksiin nähden. ja kiinnitysasteen varmuus murtokuormaan nähden.	Arvioitu kiinnitysaste ja varmuus kokeen 1b ja 1c tuloksiin nähden olettaen saumateräksiksi 4 kpl d12 mm
Vaihe 1 Ristikojäykistys Niveltuenta	$A = 69.7 \text{ cm}^2$ $I = 8941 \text{ cm}^4$	$W = 679 \text{ cm}^3$ $M_{Rd} = 241 \text{ kNm}$	50-75 % Var.keroin 2,2-1,5	12-20 % Var.keroin 2,6-1,6
Vaihe 2 Ristikojäykistys Jäykkä tuenta	$A = 53.7 \text{ cm}^2$ $I = 6344 \text{ cm}^4$	$W = 449 \text{ cm}^3$ $M_{Rd} = 159 \text{ kNm}$	75-100% Var.keroin 2,2-1,67	20-32 % Var.keroin 2,4-1,5
Vaihe 3. Ei erillistä jäykistystä. Kiinnitysasteet: 50, 75 ja jäykkä.	$A = 59.4 \text{ cm}^2$ $I = 7202 \text{ cm}^4$	$W = 549 \text{ cm}^3$ $M_{Rd} = 195 \text{ kNm}$	60-90% Var.keroin 2,3-1,5	15-27 % Var.keroin 2,6-1,4

6. Yhteenveto

Liitoksen jäykkyys ja momenttikestävyys saatiin selvitettyä kuormituskokeissa. Kokeissa 1a, 1b ja 1c liitoksen momenttikapasiteetti jäi pieneksi palkkien kapasiteetteihin nähden. Pelkillä teräsosilla liitoksen voidaan katsoa toimivan nivelenä liitoksen kiertymäkapasiteetin ollessa riittävä. Kokeiden 1b ja 1c mukaiset betonoidut liitokset toimivat osittain jäykkinä ja hyöty mitoituksessa saavutetaan mahdollisesti palkkien dimensioiden pienenemisenä. Kokeen 2 mukaista kierretangoon vahvistettua liitosta käytettäessä valmis rakenne toimii jäykkänä tai osittain jäykkänä kehätapauksesta riippuen.

Kun liitos tehdään ilman kierretankoja, kuten HQ-palkin kanssa, niin betoniteräksinä kannattaa käyttää halkaisijaltaan 12 tai 16 mm:n teräksiä, koska niiden parempi toiminta myödessä antaa paremman kiertymäkapasiteetin kuin kokeissa käytetty 10 mm. Kiertymäkapasiteetti kokeissa oli riittävä nivelen muodostumiseksi.

Kierretankojen käyttö parantaa huomattavasti liitoksen jäykkyyttä, jolloin momenttikapasiteetti on huomattava jo ilman betonointia. Tällöin on kuitenkin kiinnitettävä huomiota palkin kapasiteetin riittävyyteen työnaikaisille kuormille, jotka muodostavat jo suurimman osan palkeille tulevasta kuormista. Kierretangoilla vahvistettu liitos hankaloittaa myös asennusta eikä sovellu käytettäväksi umpinaisten koteloprofilien kanssa, jolloin kyseeseen tulisivat vähemmän Suomessa käytetyt matalavälipohjapalkit, kuten esimerkiksi IFB-palkki ja Slimflor-palkki.

Kierretangoilla saadaan liitoksen jäykkyys niin suureksi, että eräissä tapauksissa runko saadaan osittain jäykkien liitosten avulla jäykistettyä ilman erillistä jäykistysristikkoa tai vastaavaa.

Rungon kuormituksista pääosa on kertynyt jo ennen saumavalujen tekemistä, joten työnaikaisten kuormien huomioon ottaminen on erityisen tärkeää.

Liitososan laskennallinen mitoitus on hankalaa, jolloin koekuormitusten avulla saadaan helposti selville liitososan toiminta osana todellista rakennetta silloin kun sen täytyy siirtää

momentteja. Osittain jäykkien liitosten hyväksikäyttö rungon mitoituksessa hankaloittaa kuitenkin mitoitusta huomattavasti yksiaukkoisiin rakenteisiin verrattuna.

Liitoskuution ja palkin päiden detaljit ovat samoja muista rakenteista riippumatta. Liitososat ja päätylevyt voidaan vakioda ja niitä voidaan tehdä "varastoon", jolloin valmistus- ja suunnittelukustannukset saadaan halvemmiksi verrattuna siihen että ne tehtäisiin aina projektikohtaisesti.

Liitosten osien on oltava erittäin mittatarkkoja, jotta asennus onnistuisi. Tällä saadaan asennus- ja valmistusvirheiden vaikutusta rakenteen kokonaiskäyttämiseen pienennettyä, mutta toisaalta tiukat toleranssivaatimukset saattavat kasvattaa valmistuskustannuksia.

LÄHDELUETTELO

Ackroyd, M., "Simplified Design of Flexibly-connected Building Frames", in 'Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design', ed. Bjorhovde, R., Brozetti, J. ja Colson, A., Elsevier Applied Science, London, 1988. s. 309-317

ECCS Technical Committee 8 - Structural Stability, Technical Working Group 8.1/8.2 Skeletal Structures, "Analysis and Design of Steel Frames with Semi-Rigid Joints", First Edition, 1992, 281 s.

Insinööritoimisto Pekka Heikkilä Oy, "Analyysi raahan Technopark Oy:n rungosta", Moniste, Oulu, 7s.

Pajanne, K., "Rakenneosien yhteistoiminta teräsrungossa", Espoo, Teknillinen korkeakoulu, rakennetekniikan laitos, Lisensiaatintyö. 1995, 147 s.

Piirainen, A., "Teräsrungon putkipilarin pohja- ja tukilevyliitosten jäykkyudet", Espoo Teknillinen korkeakoulu, rakennetekniikan laitos, Diplomityö. 1995, 165 s.

Rautaruukki Oy/ Witting K., "Analyysi Juolan kuutiosta", Moniste, Helsinki, 1993.

RakMK B7. 1988. "Teräsrakenteet, ohjeet 1988", Helsinki, Ympäristöministeriö.

SFS- ENV 1993-1-1:1992, "Eurocode 3: Teräsrakenteiden suunnittelu - osa 1.1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, suomenkielinen versio.

Lu, Xiaohua, Study on the structural behaviour and composite action in composite slim floor beams. Acta Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series No.103, Helsinki 1995, 87pp. Published by the Finnish Academy of Technology.

LIITELUETTELO

- Liite A Koekappaleiden tilauspiirustukset
- Liite B Koekappaleiden kokoonpano ja mitat
- Liite C Kokeiden koe- ja mittausjärjestelyt sekä tulokset
- Liite D Abstrakti aiheesta teräsrakenteiden tutkimus- ja kehityspäivillä Oulussa 16-17.1.1997.

PIIRUSTUSLUETTELO

18.9.1996

Rigilock-runkotutkimus /TKK/ Teräsrakennetekniikka/ Ari Laitinen

N:O	Tyyppi	Sisältö
	Teräsluettelo	
1	Osapiirustus.	Osat 1, 2 ja 3
2	Osapiirustus.	Osat 4, 5, ja 6
3	Osapiirustus.	Osat 7, 8, 9, 10,11 ja 12
4	Osapiirustus.	Osat 13, 14 ja 15
5	Osapiirustus.	Osat 16, 17 ja 18
6	Kokoonpanopiirustus	Pilari P1
7	Kokoonpanopiirustus	Pilari P2
8	Kokoonpanopiirustus	Palkki PA1
9	Kokoonpanopiirustus	Palkki PA2
10	Kokoonpanopiirustus	Palkki PA3
11	Kokoonpanopiirustus	Liitoskuutio LK1
12	Kokoonpanopiirustus	Liitoskuutio LK1
13	Kokoonpanopiirustus	Kiinnitysosa 16

LK1:n vaatimukset

Ontelolaattojen mittapiirustukset

TERÄSLUETTELO

18.9.1996

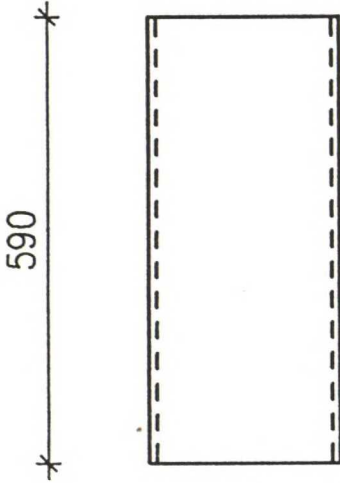
Vast.ottaja: PPTH-teräs Oy/Peräseinäjoki/ Jussi Alasalmi
 Lähettäjä: Rigilock-runkotutkimus /TKK/ Teräsrakennetekniikka/ Ari Laitinen/ puh. 90-4513824

Osan n:o	Pituus	Aine	Kpl	Kg	Muuta
1	P 250*250*6.3	590 S355JR	3	43	
2	P 250*250*6.3	395 S355JR	3	29	
3	Delta-palkki 3-300	1060 S355JR	4	?	
4	Levy 270*270*10	S355JR	3	17	
5	Levy 500*215*25	S355JR	8	168 reikiä	
6	Levy 500*290*20	S355JR	6	136 reikiä	
7	Levy 330*700*10	S355JR	4	72	
8	Latta 100*10	600 S355JR	14	66	
9	L 50*5	60 S355JR	8	2	
10	U 100*50*4	700 S355JR	4	17 reikiä	
11	Latta 50*5	750 S355JR	6	9	
12	HQ 265-5-20*190-12*400	1060 S355JR	2	181	
13	Levy 500*225*15	S355JR	8	105 reikiä	
14	Levy 500*220*15	S355JR	8	103 reikiä	
15	Levy 220*195*10	S355JR	8	27 reikiä	
16	Levy 190*60*15	S355JR	6	8 reikiä	
17	Levy 270*270*10	S355JR	3	17 reikiä	
18	Levy 500*285*10	S355JR	2	22	
			yht	1022	+ 4*delta
	Pultit M20	75 8.8	56		
	Aluslevyt M20	8.8	100		
	Mutterit M20	8.8	56		

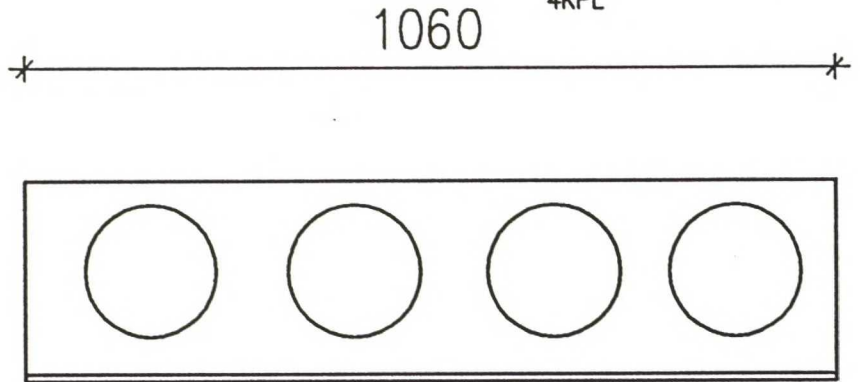
OSAPIIRUSTUS
OSAT 1, 2 JA 3

PIIRUSTUSNUMERO 1
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN 1:10

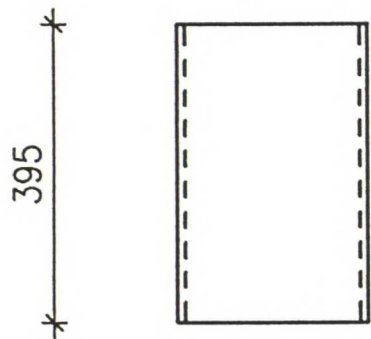
TERÄSOSA 1
P 250x250x6.3
3KPL



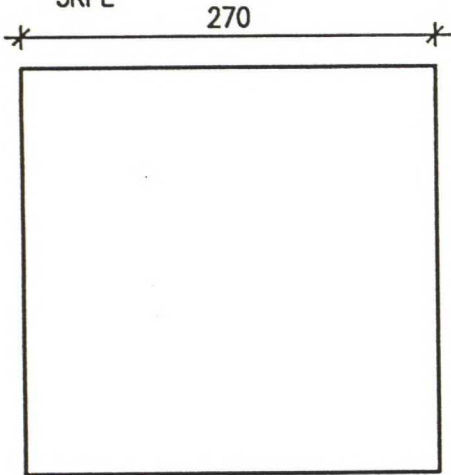
TERÄSOSA 3
DELTA-PALKKI 3-300
4KPL



TERÄSOSA 2
P 250x250x6.3
3KPL



TERÄSOSA 4
PÄÄTYLEVY 270x270x10
3KPL

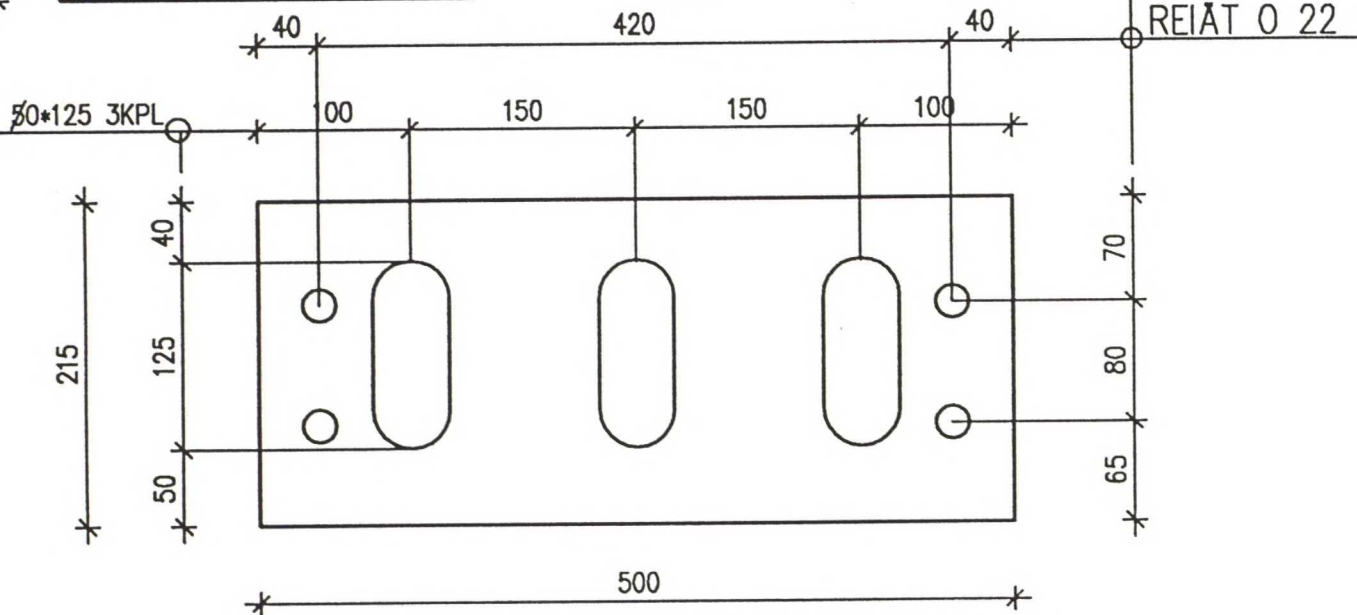


OSAPIIRUSTUS
TERÄSOSAT 4, 5 JA 6

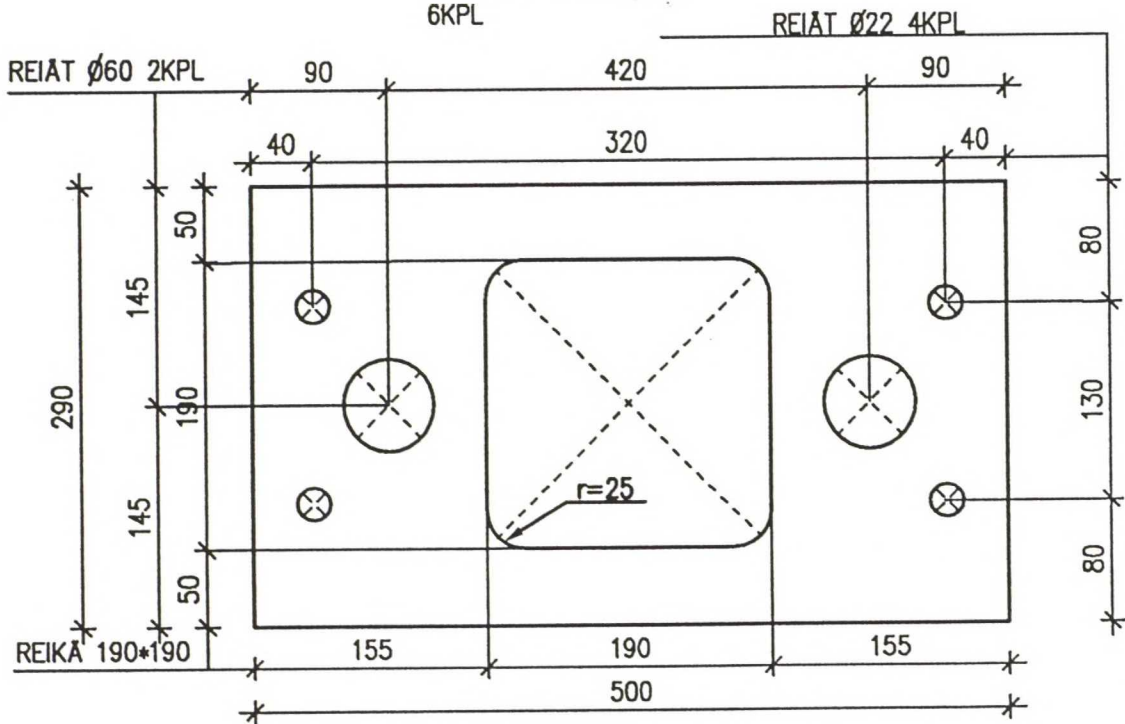
PIIRUSTUSNUMERO 2
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN

1:5

TERÄSOSA 5
PÄÄTYLEVY 500x215x25
8KPL



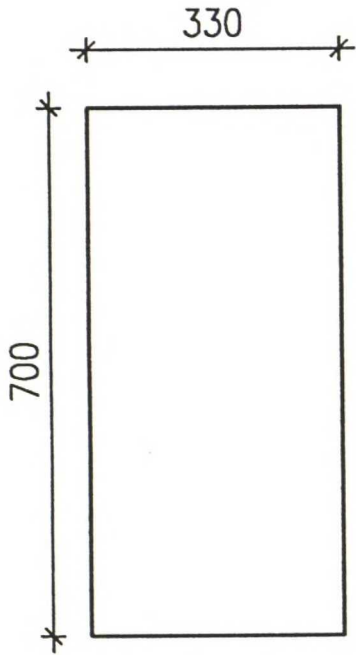
TERÄSOSA 6
ALUSLEVY 500x290x20
6KPL



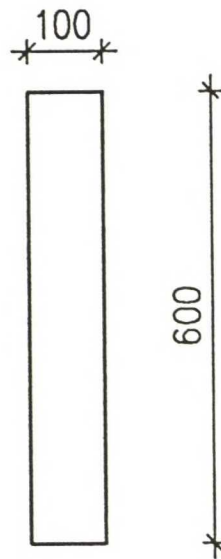
OSAPIIRUSTUS
TERÄSOSAT 7,8,9,10,11 JA 12

PIIRUSTUSNUMERO 3
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN 1:10

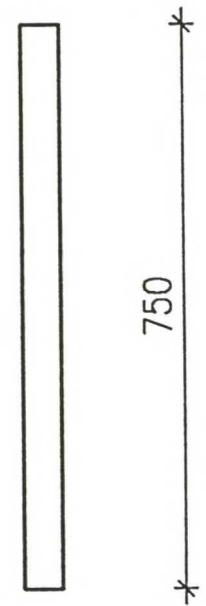
TERÄSOSA 7
PÄÄTYLEVY 330x700x10
4KPL



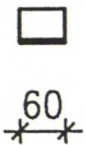
TERÄSOSA 8
LATTA ∇ 100x10 L600
14KPL



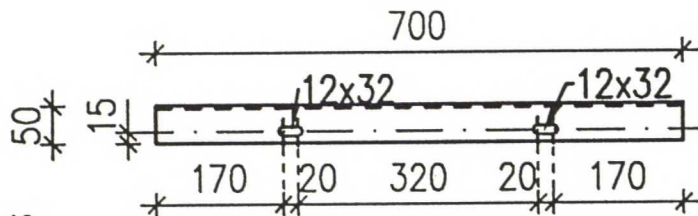
TERÄSOSA 11
LATTA ∇ 50x5 L750
6KPL



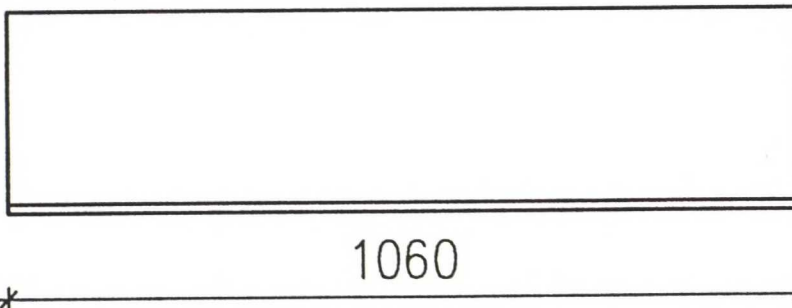
TERÄSOSA 9
L 50x5 L=60 mm
8KPL



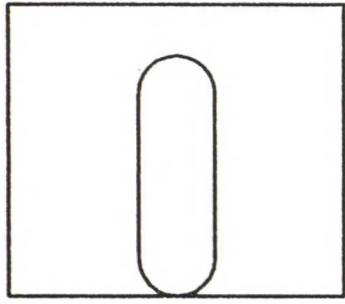
TERÄSOSA 10
U 100*50*4 L=700
4KPL



TERÄSOSA 12
HQ 265-5-20x190-12X400
2KPL



TERÄSOSA 15
LEVY 220x195x15
8KPL



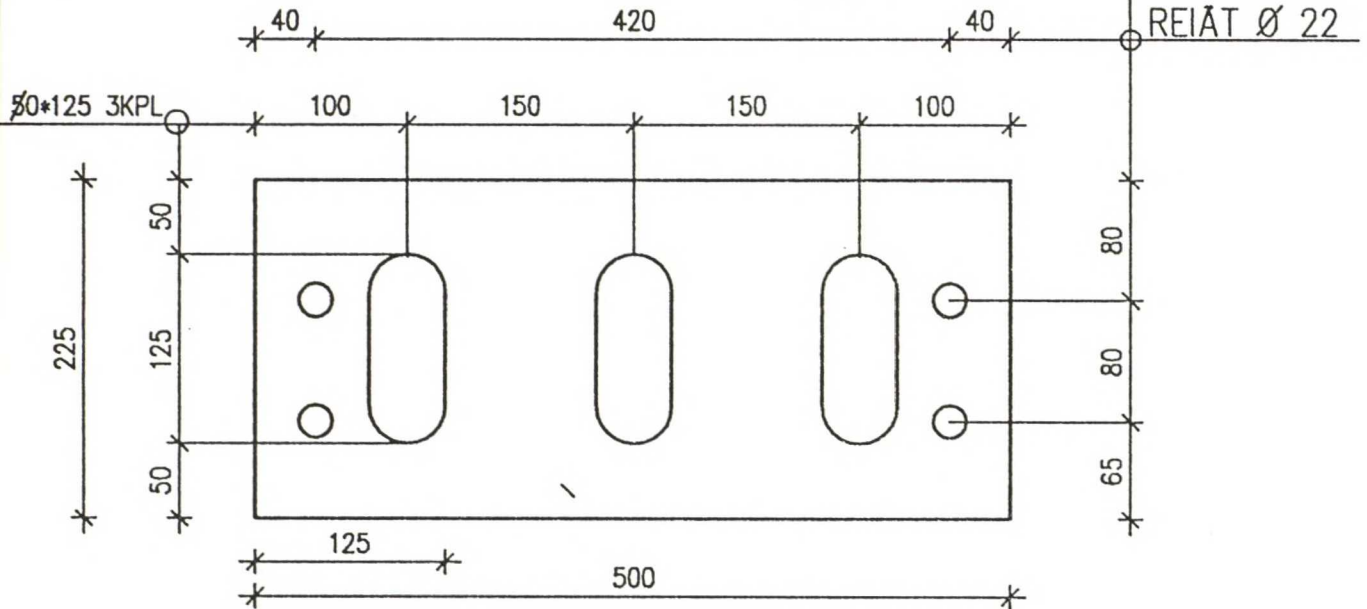
OSAPIIRUSTUS
TERÄSOSAT 13, 14 JA 15

PIIRUSTUSNUMERO 4
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN 1:5

REIKÄ 50*160

TERÄSOSA 13
LEVY 500x225x15
8KPL

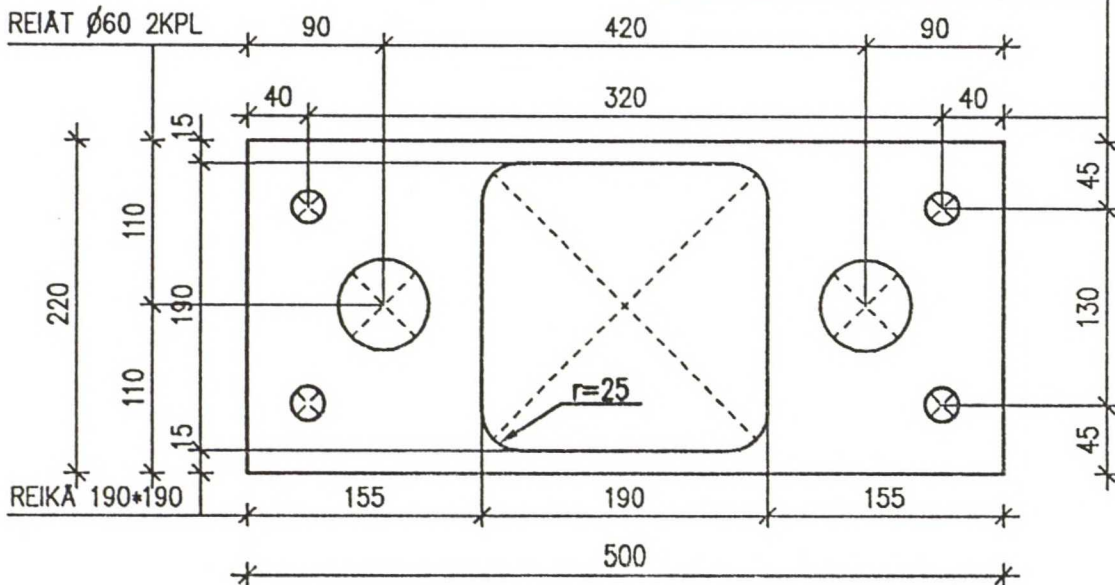
REIÄT Ø 22



TERÄSOSA 14
ALUSLEVY 500x220x15
8KPL

REIÄT Ø22 4KPL

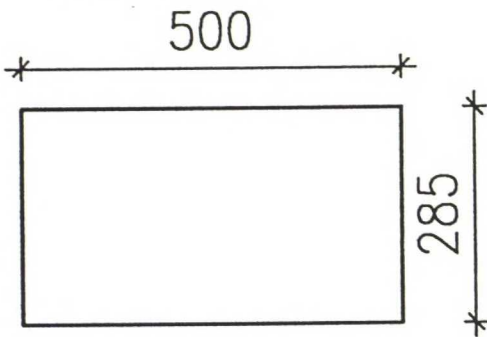
REIÄT Ø60 2KPL



OSAPIIRUSTUS
TERÄSOSAT 16, 17 JA 18

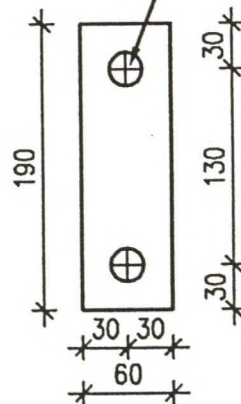
PIIRUSTUSNUMERO 5
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN 1:10, 1:5

TERÄSOSA 18
PÄÄTYLEVY 500x285x10
2KPL 1:10

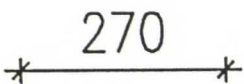


TERÄSOSA 16
LEVY 190x60x15
6KPL 1:5

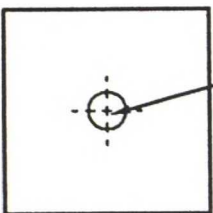
REIÄT 2kpl 20 mm



TERÄSOSA 17
PÄÄTYLEVY 270x270x10
3KPL 1:10



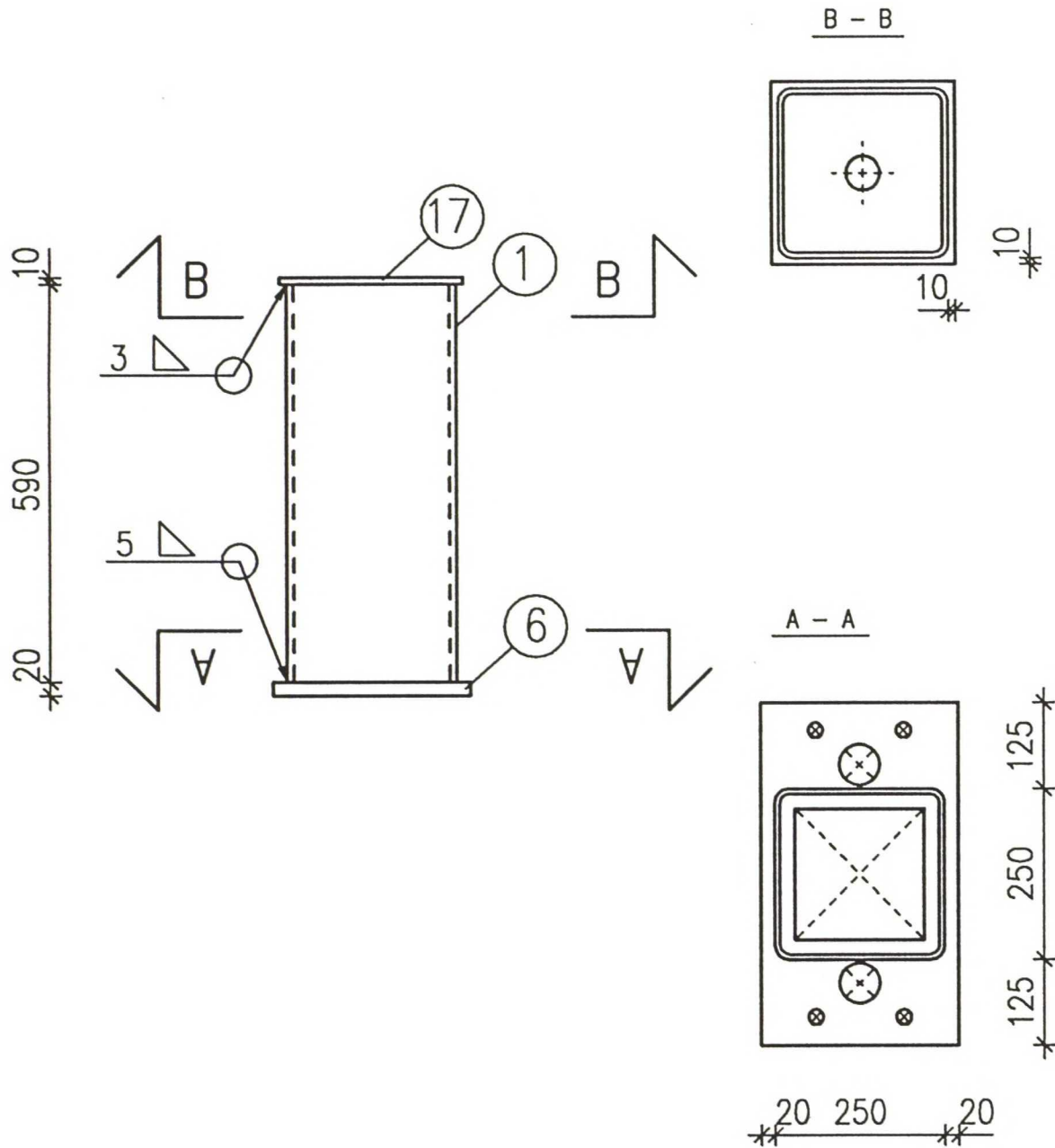
REIKÄ D50
LEVYN KESKELLE



KOKOONPANOPIIRUSTUS
PILARI P1

PIIRUSTUSNUMERO 6
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN 1:10

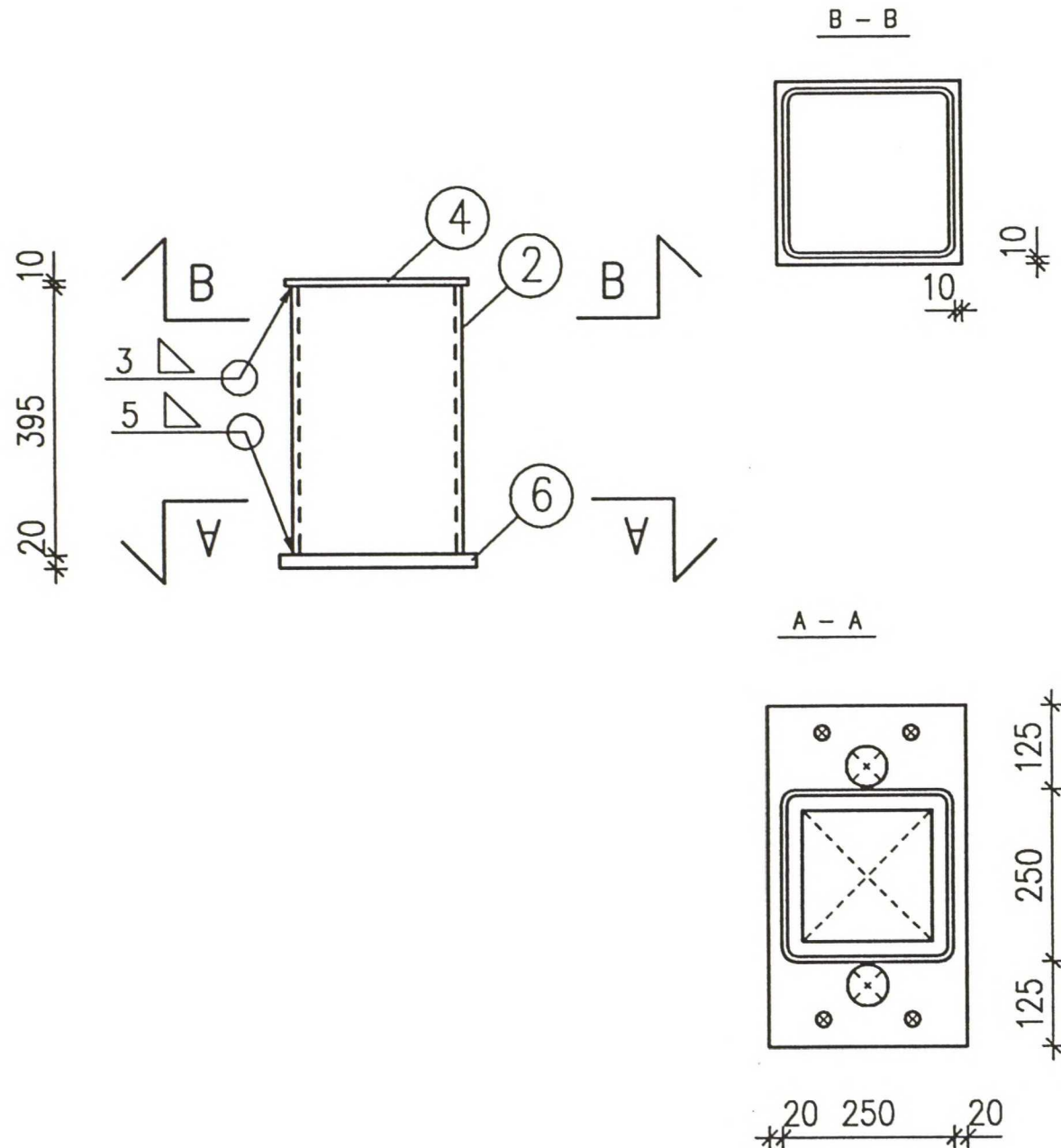
PILARI P1 3KPL
OSA 1 P250x250x6.3 PIIR. N:O 1
OSA 17 PÄÄTYLEVY 270x270x10 PIIR. N:O 5
OSA 6 ALUSLEVY 500x290x20 PIIR. N:O 2

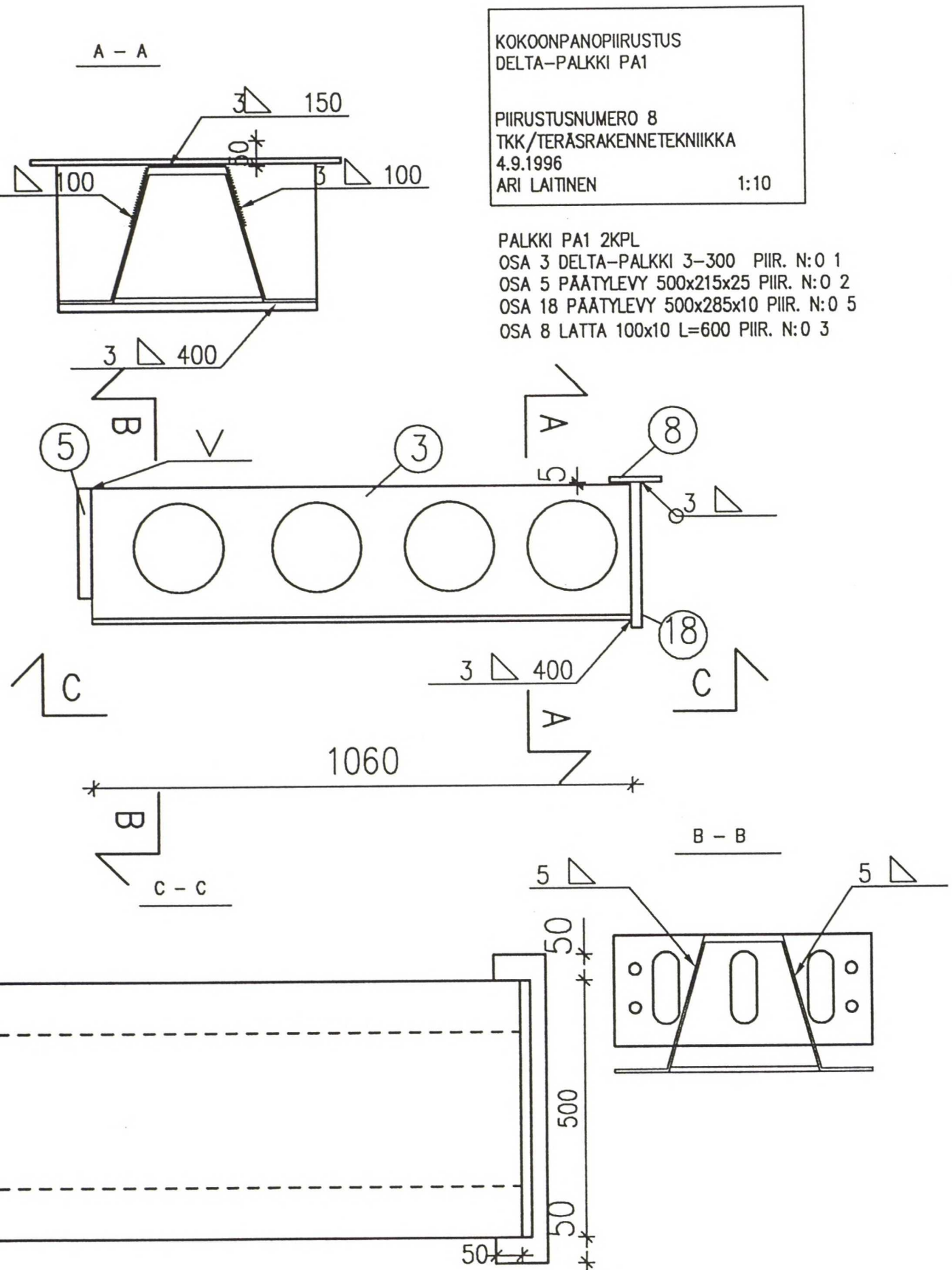


KOKOONPANOPIIRUSTUS
PILARI P2

PIIRUSTUSNUMERO 7
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN 1:10

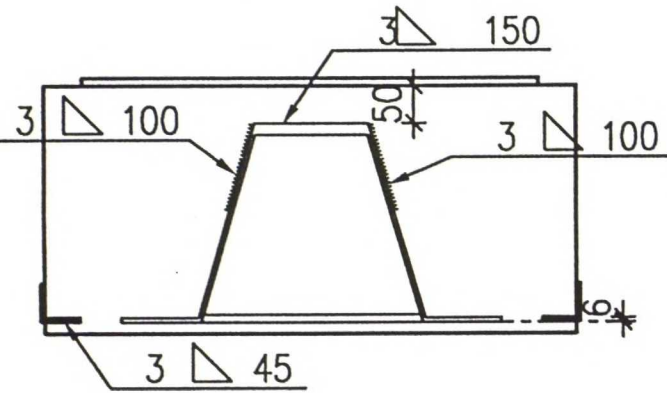
PILARI P2 3KPL
OSA 2 P250x250x6.3 PIIR. N:0 1
OSA 4 PÄÄTYLEVY 270x270x10 PIIR. N:0 2
OSA 6 ALUSLEVY 500x290x20 PIIR. N:0 2





Liite A (11/17)

A - A



KOKOONPANOPIIRUSTUS
DELTA-PALKKI PA2

PIIRUSTUSNUMERO 9
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN 1:10

PALKKI PA2 2KPL

OSA 3 DELTA-PALKKI 3-300 PIIR. N:0 1

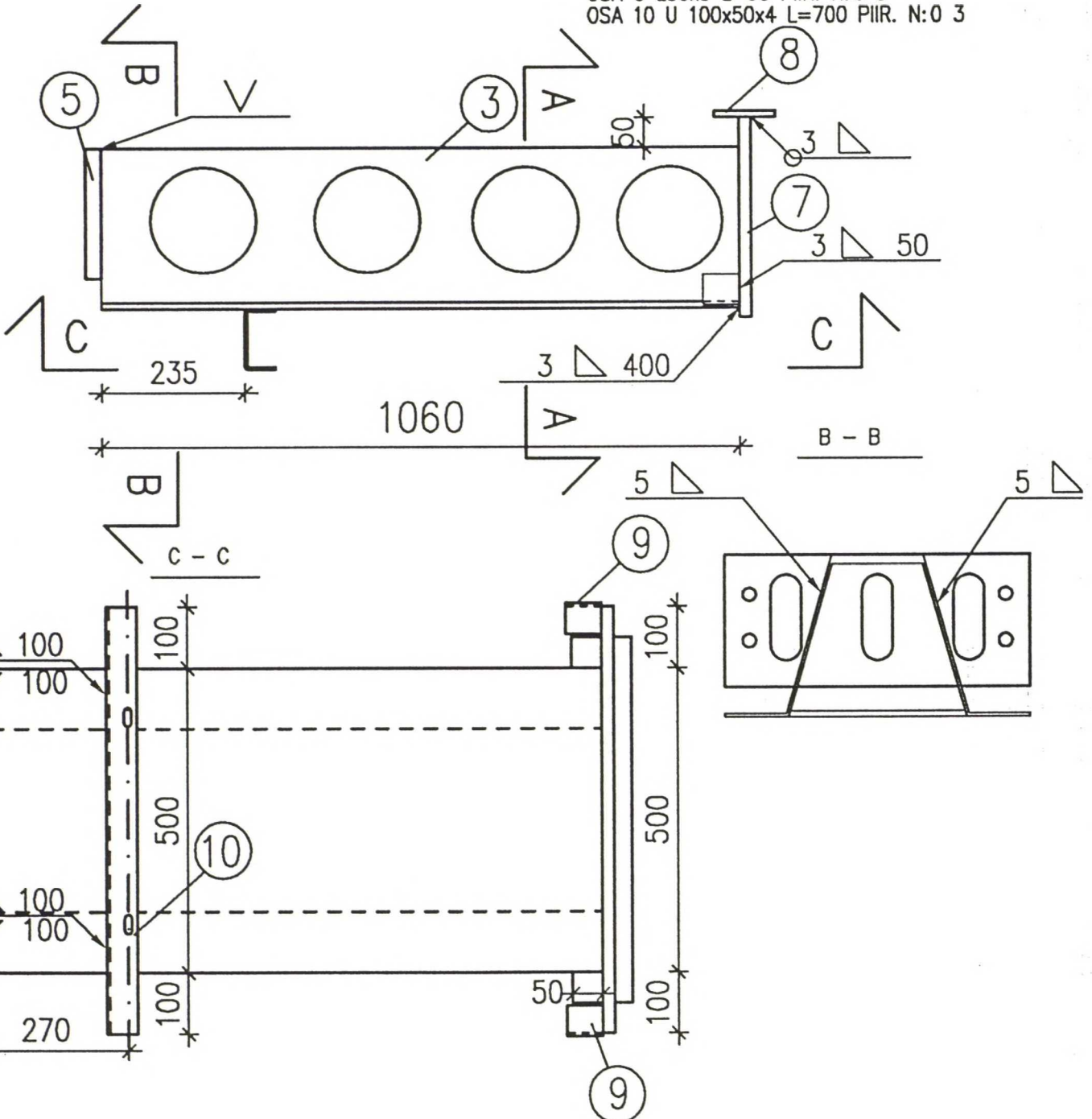
OSA 5 PÄÄTYLEVY 500x215x25 PIIR. N:0 2

OSA 7 PÄÄTYLEVY 700x330x10 PIIR. N:0 3

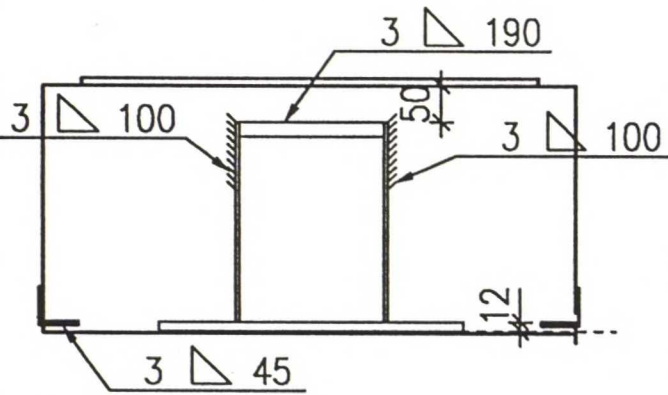
OSA 8 LATTA 100x10 L=600 PIIR. N:0 3

OSA 9 L50x5 L=60 PIIR. N:0 3

OSA 10 U 100x50x4 L=700 PIIR. N:0 3



A - A



KOKOONPANOPIIRUSTUS
HQ-PALKKI PA3

PIIRUSTUSNUMERO 10
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN

1:10

PALKKI PA3 2KPL

OSA 12 HQ-PALKKI 265-5-20x190-12x400 PIIR. N:0 3

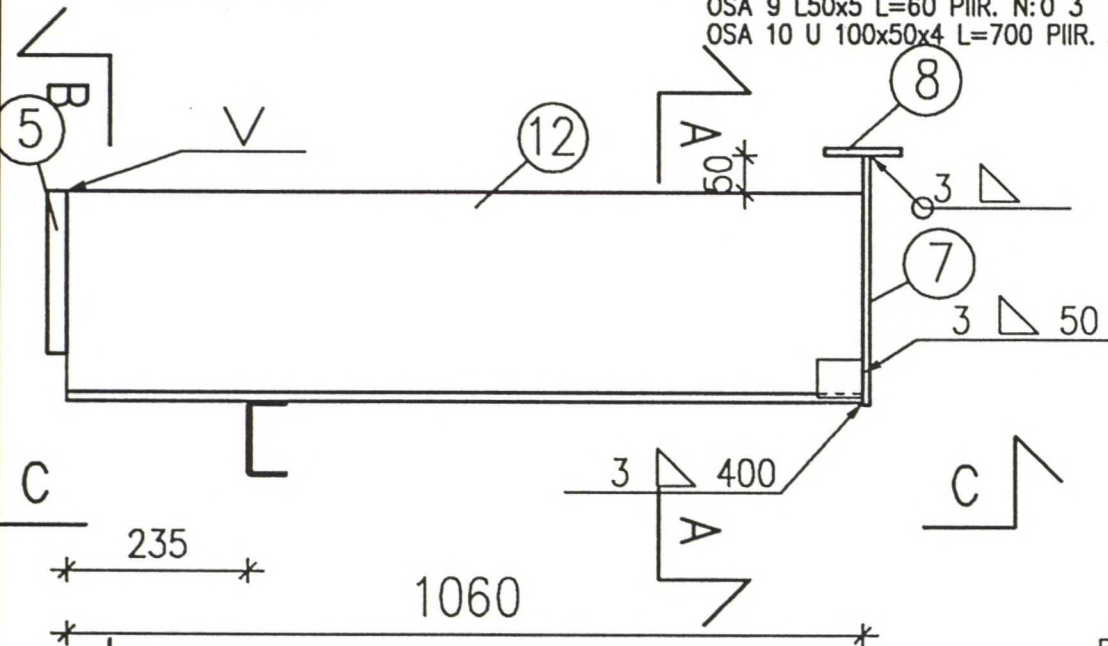
OSA 5 PÄÄTYLEVY 500x215x25 PIIR. N:0 2

OSA 7 PÄÄTYLEVY 700x330x10 PIIR. N:0 3

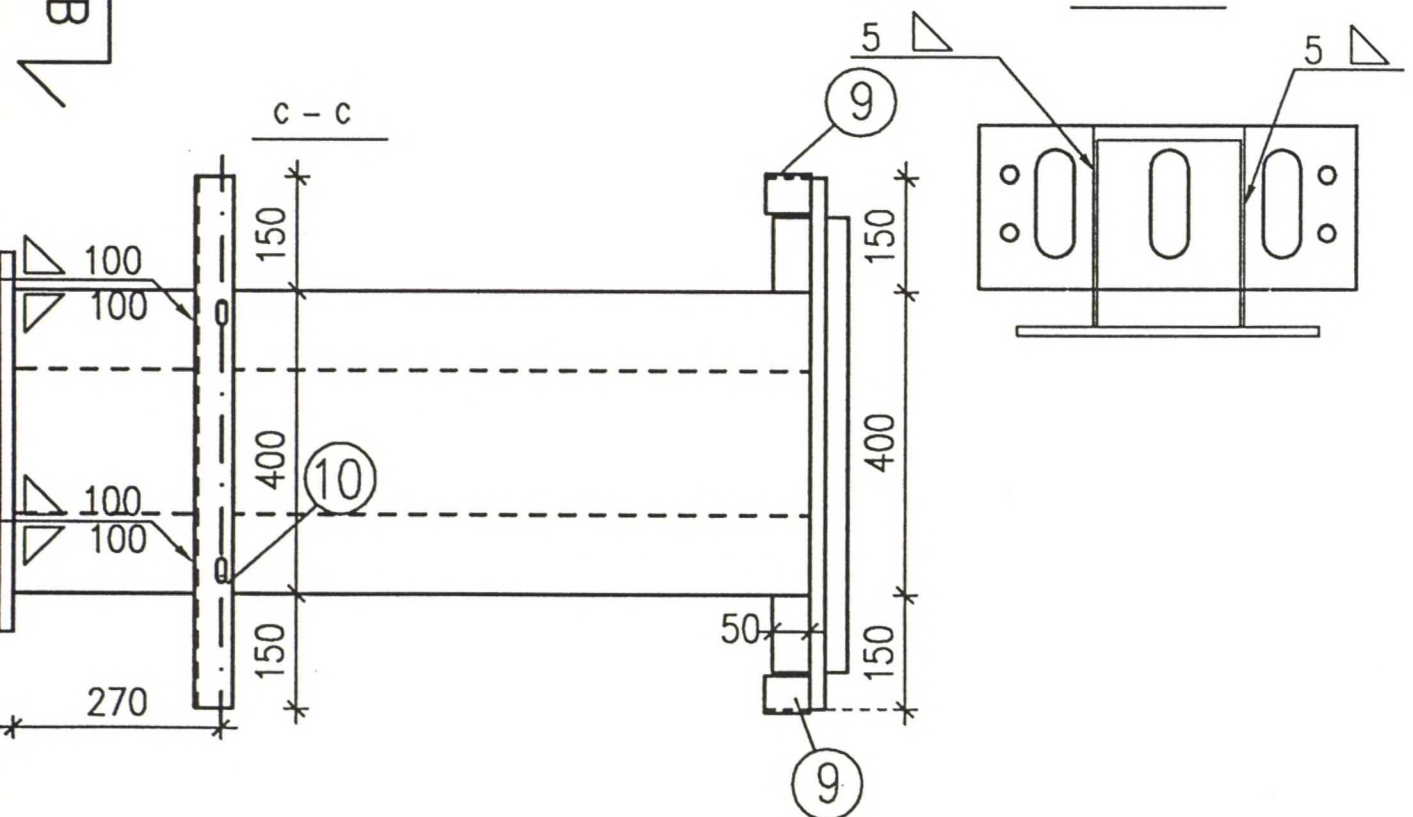
OSA 8 LATTI 100x10 L=600 PIIR. N:0 3

OSA 9 L50x5 L=60 PIIR. N:0 3

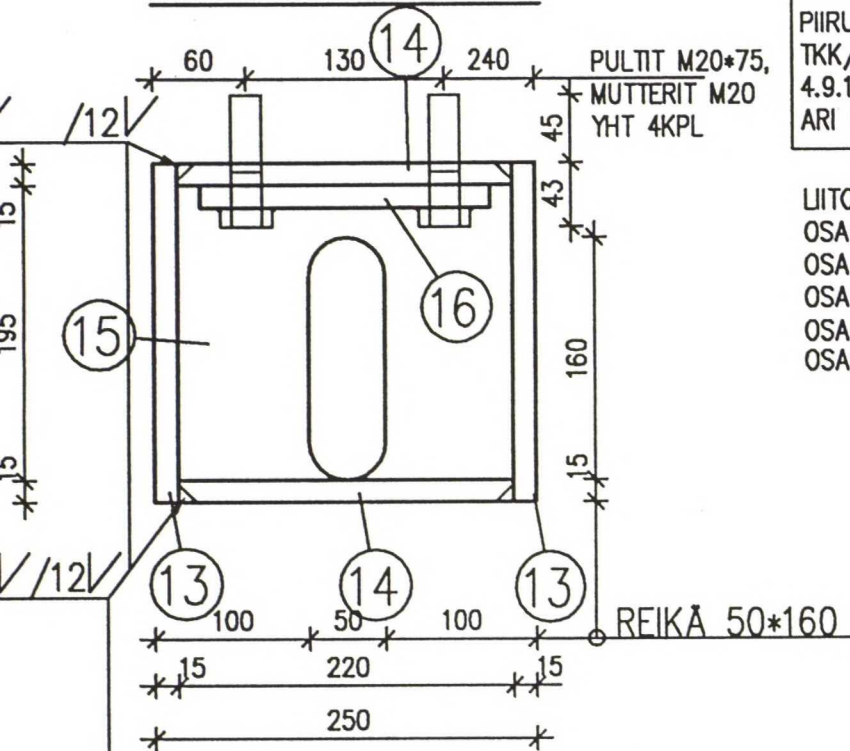
OSA 10 U 100x50x4 L=700 PIIR. N:0 3



B - B



LK1 PÄÄDYISTÄ

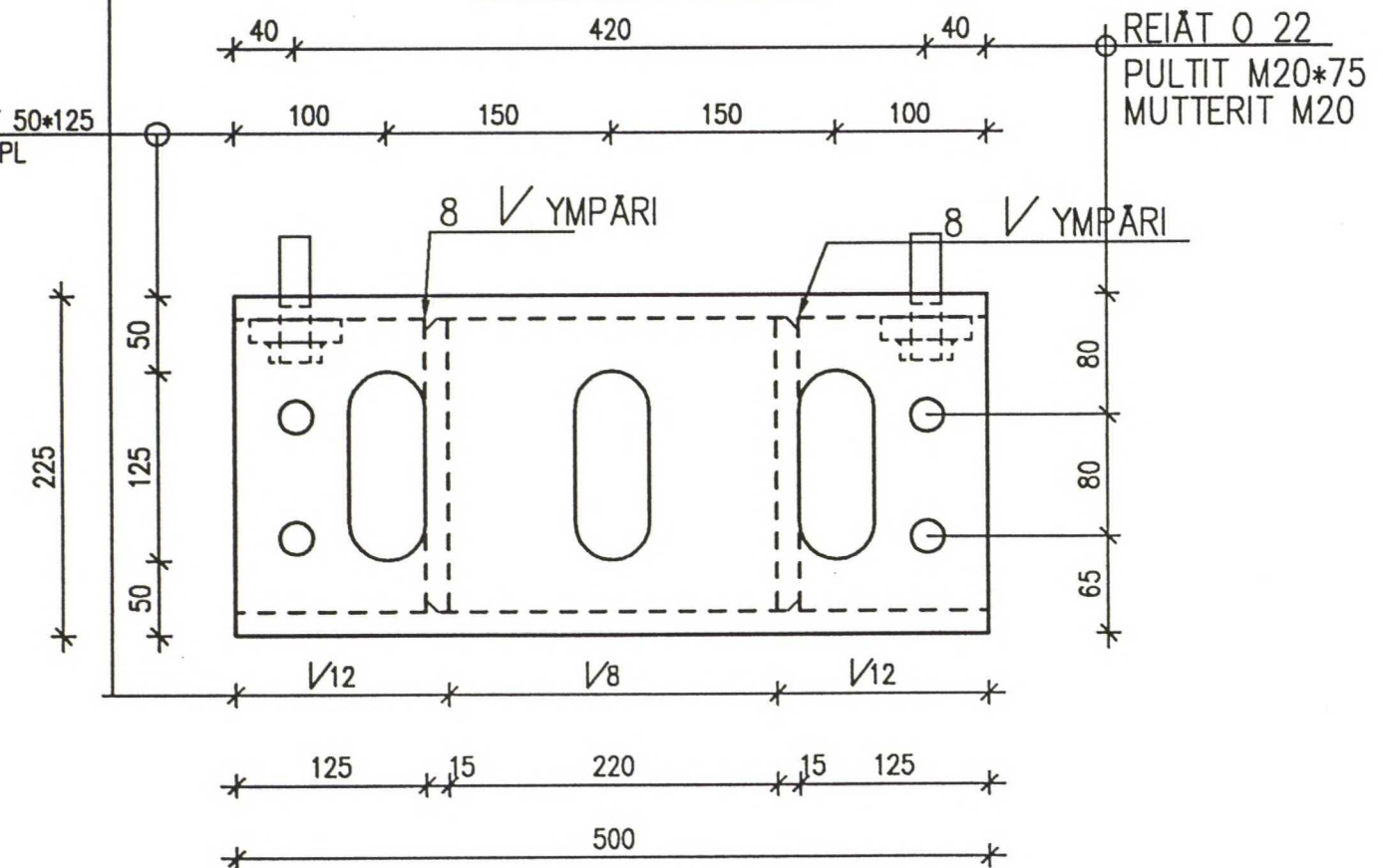


KOKOONPANOPIIRUSTUS
LIITOSKUUTIO LK1

PIIRUSTUSNUMERO 11
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN

LIITOSKUUTIO LK1 4KPL
OSA 13 LEVY 500x225x15 PIIR. N:0 4
OSA 14 LEVY 500x220x15 PIIR. N:0 4
OSA 15 LEVY 220x195x15 PIIR. N:0 4
OSA 16 LEVY 190x60x15 PIIR. N:0 5
OSAN 16 KOKOONPANO PIIR N:0 13

LK1 SIVUILTA

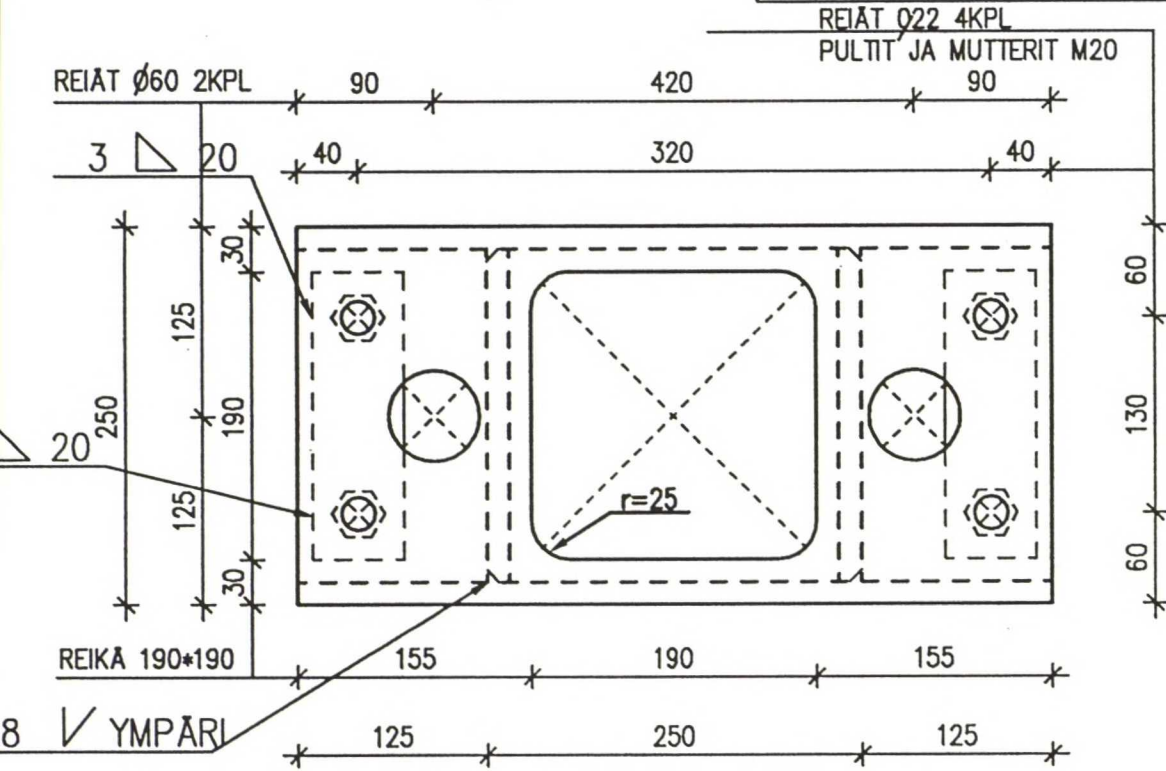


LK1 PÄÄLTÄ

KOKOONPANOPIIRUSTUS
LIITOSKUUTIO LK1

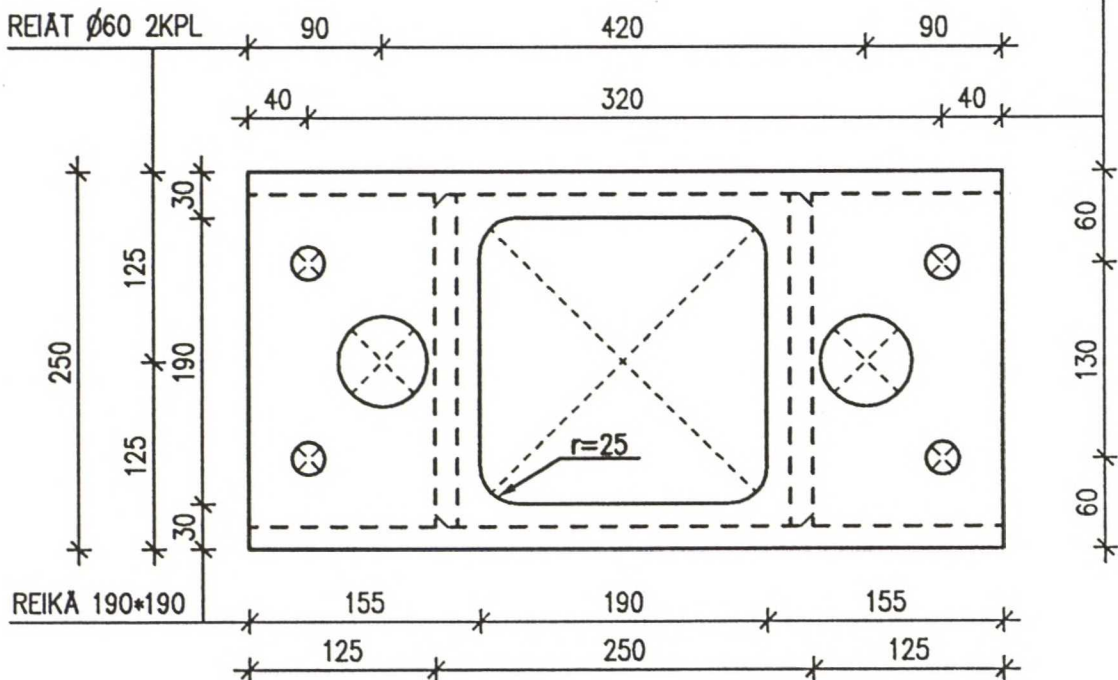
PIIRUSTUSNUMERO 12
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN

1:5



LK1 ALTA

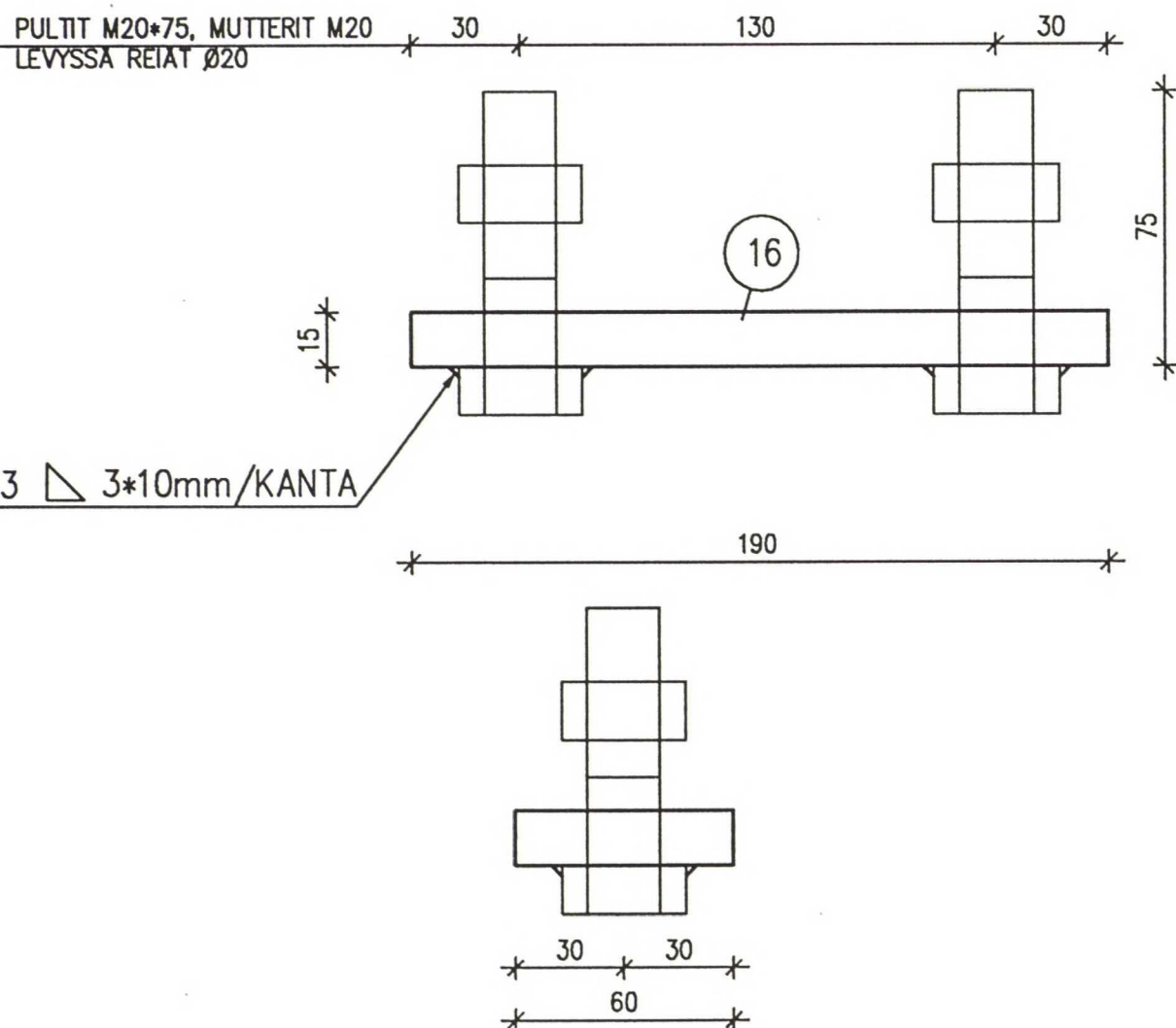
REIÄT Ø22 4KPL
PULTIT JA MUTTERIT M20



KOKOONPANOPIIRUSTUS
KIINNITYSOSA 16

PIIRUSTUSNUMERO 13
TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka
4.9.1996
ARI LAITINEN 1:2

KIINNITYSOSA 16



Liitoskuutioon LK1 liittyvät vaatimukset

Mittojen toleranssit

Päämitat (500, 250 ,225): +1 mm (tärkein mitta on 250)

Kylkien sekä ylä- ja alapinnan yhdensuuntaisuus: 0.10^0

Sivujen kohtauskulmat : $90^0 + 0.10^0$

Reikien d22 ja pulttien sijainti ja keskinäinen sijainti +1 mm

Ylä- ja alapinnan reikien d22 keskinäistä kiertymää sallitaan $< 0.20^0$

Isompien reikien ja välilevyjen sijainti: +2 mm

Liittymispintojen (ulkopinnat) tulee olla tasaisia ja purseettomia.

Hitsiluokka WC

Pintakäsittely E tai PVB

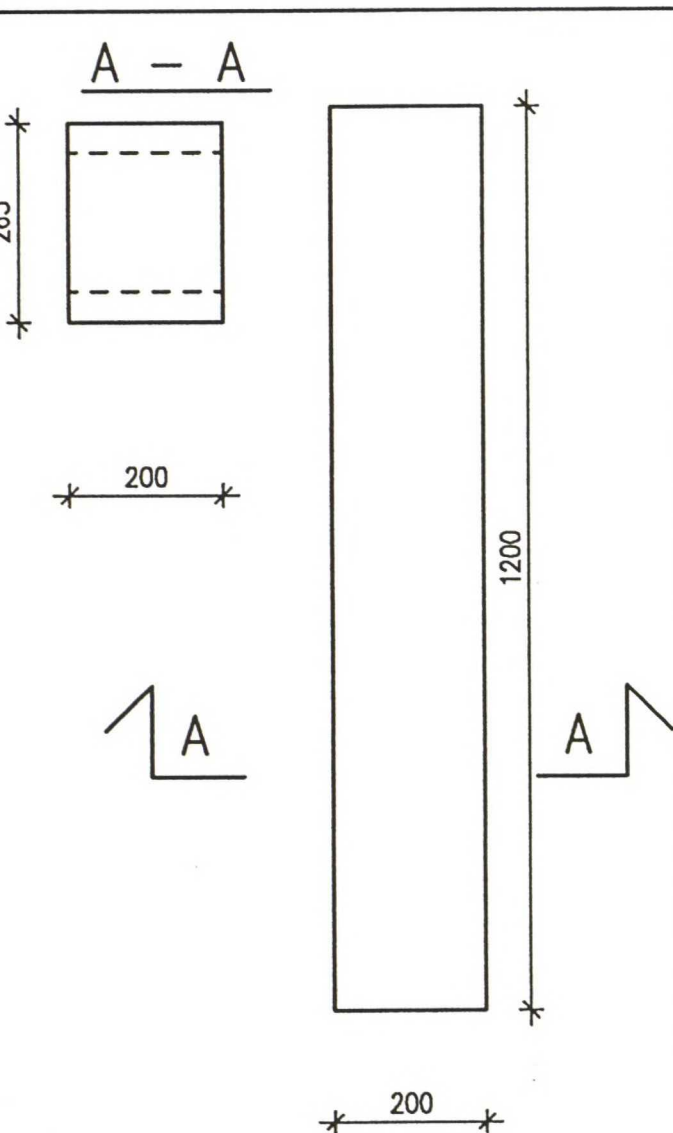
ONTELOLAATTOJEN MITAT

TKK/TERÄSRAKENNETEKNIikka

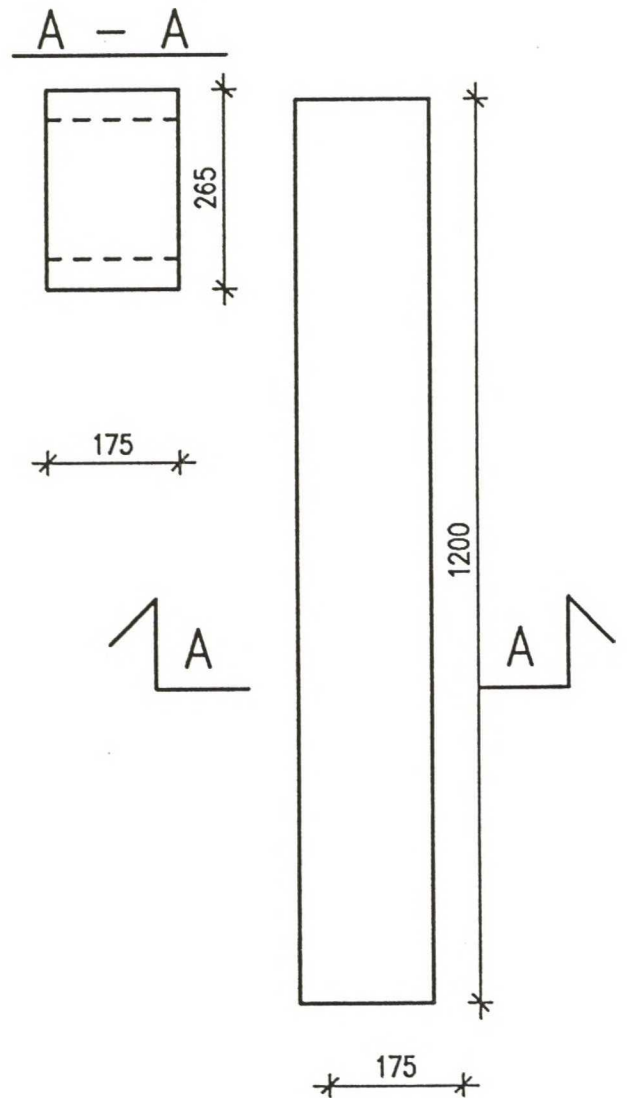
27.8.1996

ARI LAITINEN PUH. (4513824)

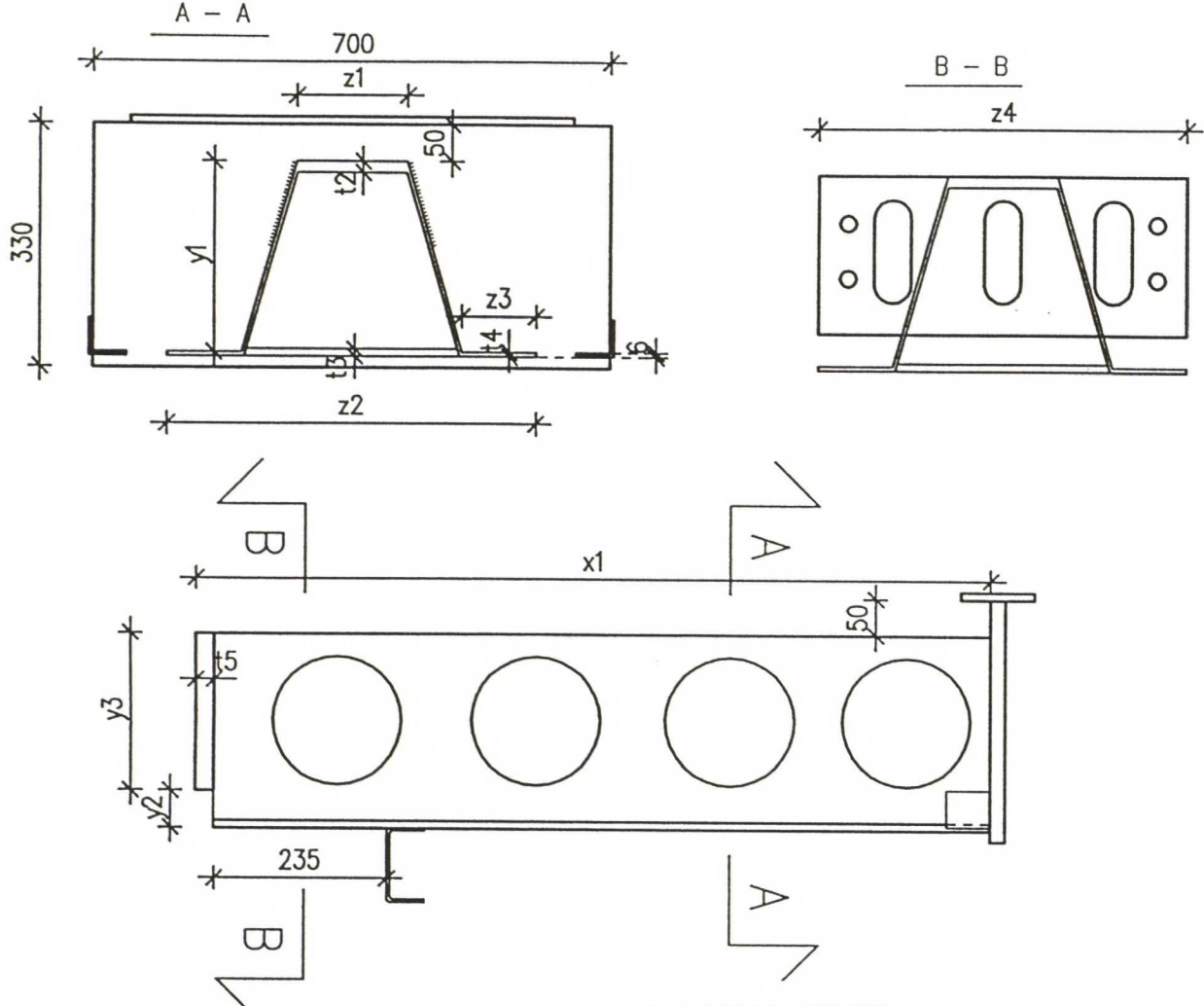
ONTELOLAATAT $h=265$ $l=200$
4 kpl



ONTELOLAATAT $h=265$ $l=175$
4 kpl



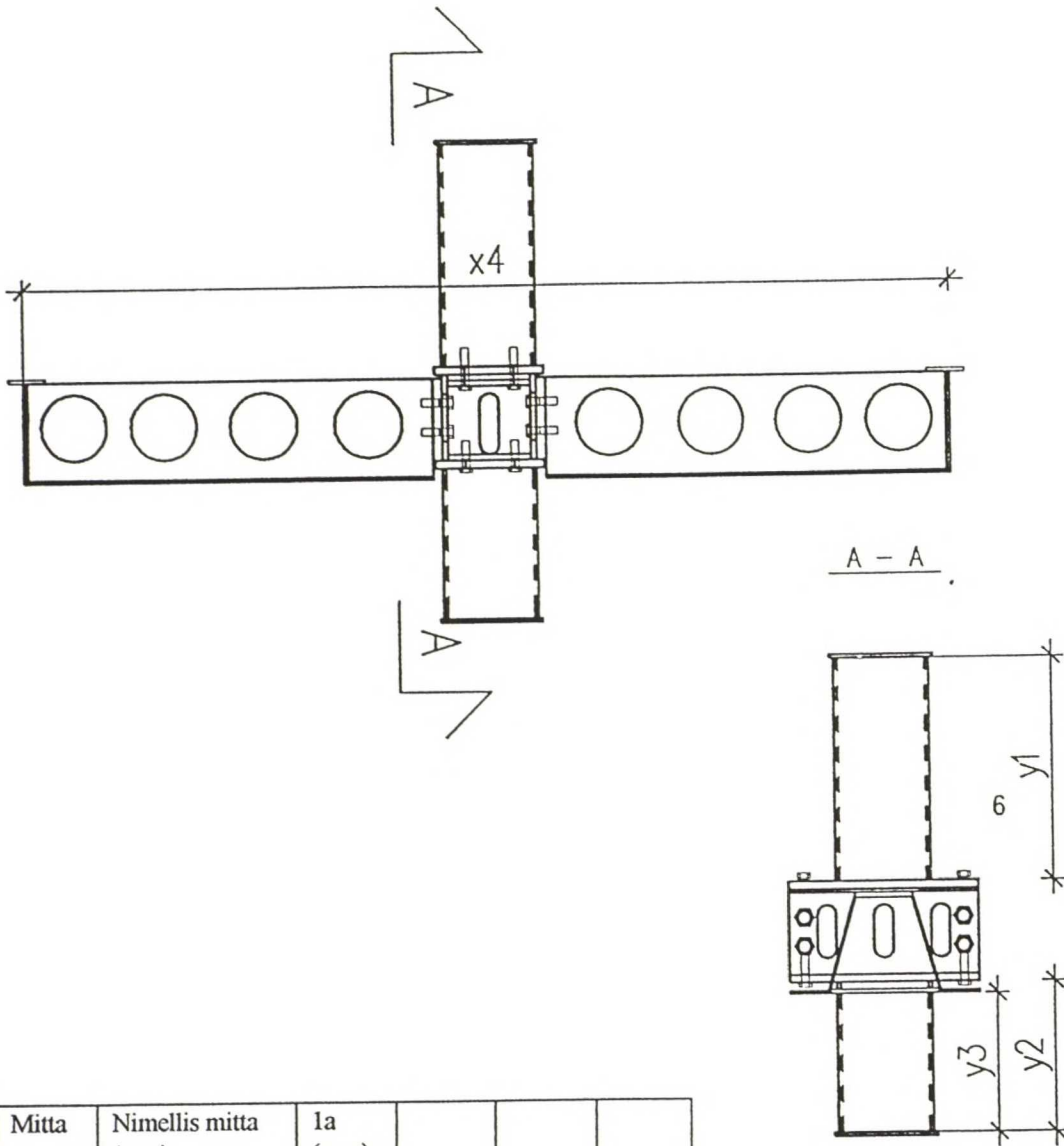
Kokeiden 1a, 1b ja 2 palkkien mitat.



Mitta	Nimellis mitta (mm)	1a.1 (mm)	1a.2 (mm)	1b.1	1b.2	2.1	2.2
x1	1085	1082	1084	1085	1085	1078	1082
y1	259	259	259	259	259	259	259
y2	50	48	47	47	47	48	47
y3	215	215	213	215	215	215	213
z1		157	157	160	160	157	157
z2	500	502	501	500	502	502	501
z3	100	100	100	100	100	100	100
z4	500	500	498	500	497	500	498
t1	6	6	6	6	6	6	6
t2	12	12	12	12	12	12	12
t3	6	6	6	6	6	6	6
t4	6	6.1	6.2	6.2	6.2	6.1	6.2
t5	25	25.0	25.0	24.9	25.0	25.0	25.0

Pituus (xi), korkeus (yi) ja leveys (zi) mittaukset tehtiin rullamitalla tarkkuudella ± 1 mm ja ainevahvuudet mitattiin työntömitalla tarkkuudella ± 0.1 mm.

Koekappaleen 1a mitat



Mitta	Nimellis mitta (mm)	1a (mm)			
y1	590	591			
y2	395	398			
y3	365	363			
x4	2440	2441			

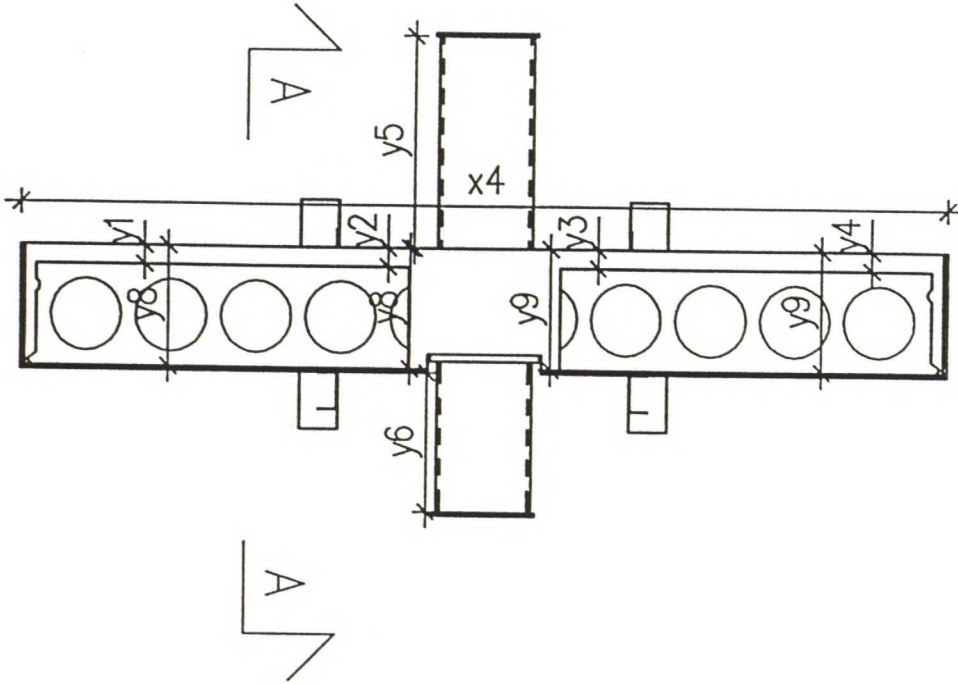
Pituus (xi), korkeus (yi) ja leveys (zi) mittaukset tehtiin rullamitalla tarkkuudella ± 1 mm.

Mitat y1 ja y2 ovat pilariosien pituudet päätylevyjen välillä.

Mitta y3 on etäisyys pilarin päätylevyn alareunasta delta-palkin alalaipan alareunaan..

Mitta x4 on koekappaleen kokonaispituus.

Koekappaleen lb mitat



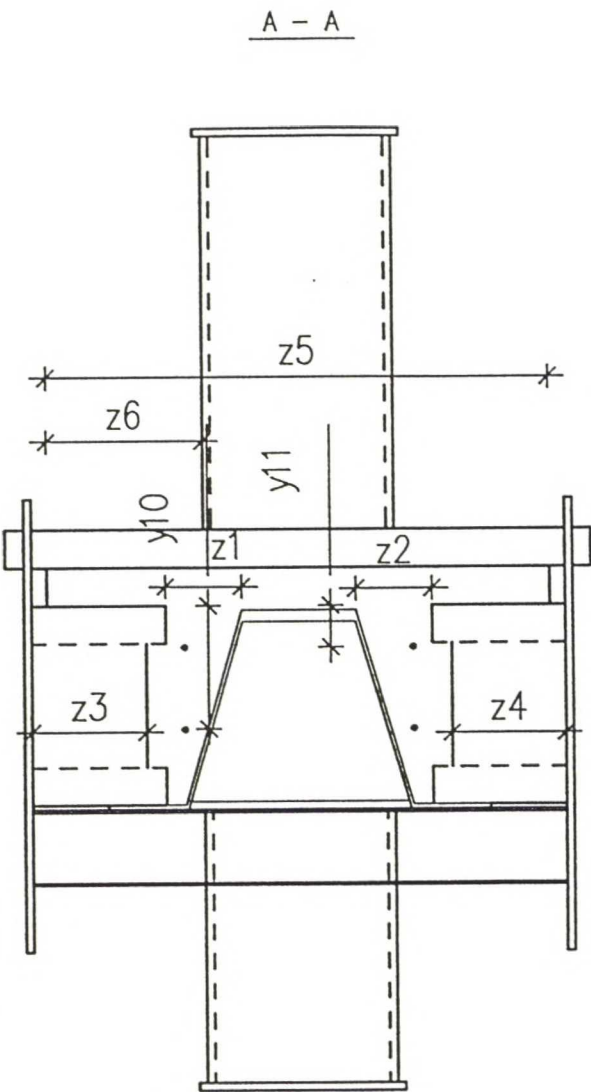
Mitta	Nimellismitta (mm)	lb (mm)			
x4	2440	2439			
y1	50	35			
y2	50	35			
y3	50	38			
y4	50	38			
y5	570	578			
y6	365	370			
y8	309	295			
y9	309	296			

Pituus (xi), korkeus (yi) ja leveys (zi) mittaukset tehtiin rullamitalla tarkkuudella ± 1 mm.

Mitat y1-y4 pintalaatan valun paksuuksia palkin eri kohdista.

Mitta y5 on pilarin päätylevyn alareunasta pintavalun pintaan ja y6 palkin alalaipan alareunasta pilari päätylevyn alareunaan. Mitat y8 ja y9 ovat palkin alalaipan yläpinnasta pintavalun yläpintaan.

Koekappaleen 1b mitat



Mitta	Nimellis mitta (mm)	1b (mm)			
y10		155			
y11		65			
z1		85			
z2		83			
z3	125	125			
z4	125	125			
z5	700	710			
z6	225	230			

Pituus (xi), korkeus (yi) ja leveys (zi) mittaukset tehtiin rullamitalla tarkkuudella ±1 mm.

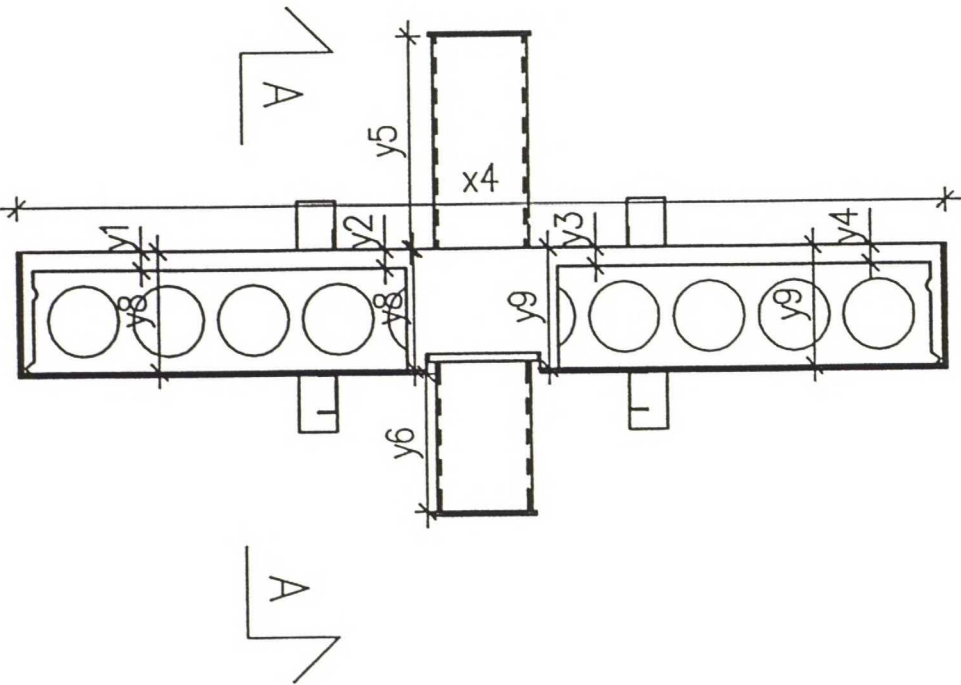
Mitat y10 ja y11 ovat saumaraudoituksen etäisyydet delta-palkin yläpinnasta.

Mitat z1 ja z2 ovat ontelolaatan päiden etäisyydet delta-palkin ylälaipan reunasta.

Mitat z3 ja z4 ovat ontelolaatan valutulppien etäisyydet ontelolaatan ulkoreunasta.

Mitta z5 on pintavalun leveys ja z6 pintavalun reunan etäisyys pilarin kyljestä.

Koekappaleen 1c mitat

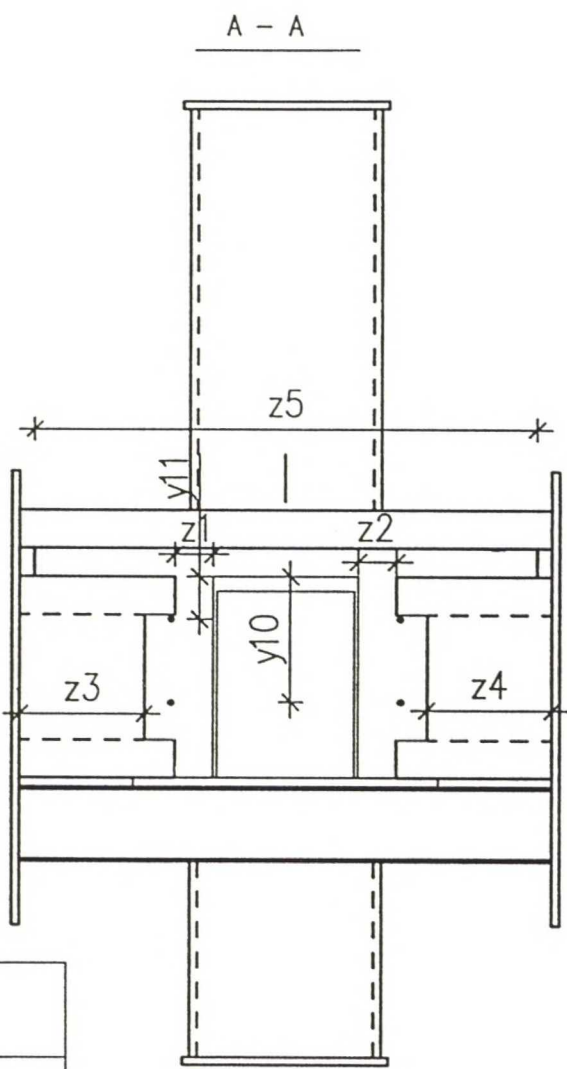


Mitta	Nimellis mitta (mm)	1c (mm) y8 ja y9 pilarin vierestä	y8 ja y9 pilarin vierestä	y8 ja y9 tuen vierestä	y8 ja y9 tuen vierestä
x4	2440	2439			
y1	50	50			
y2	50	47			
y3	50	49			
y4	50	50			
y5	575	575			
y6	345	345			
y8	315	315	314	312	311
y9	315	316	317	314	315

Pituus (xi), korkeus (yi) ja leveys (zi) mittaukset tehtiin rullamitalla tarkkuudella ±1 mm.

Mitat y1-y4 pintalaatan valun paksuuksia palkin eri kohdista.Mitta y5 on pilarin päätylevyn alareunasta pintavalun pintaan ja y6 palkin alalaipan alareunasta pilari päätylevyn alareunaan. Mitat y8 ja y9 ovat palkin alalaipan yläpinnasta pintavalun yläpintaan palkin eri kohdista.

Koekappaleen lc mitat



Mitta	Nimellis mitta (mm)	lc (mm)			
y10		157			
y11		66			
z1		45			
z2		44			
z3	150	151			
z4	150	150			
z5	700	710			
z6	225	230			

Pituus (xi), korkeus (yi) ja leveys (zi) mittaukset tehtiin rullamitalla tarkkuudella ± 1 mm.

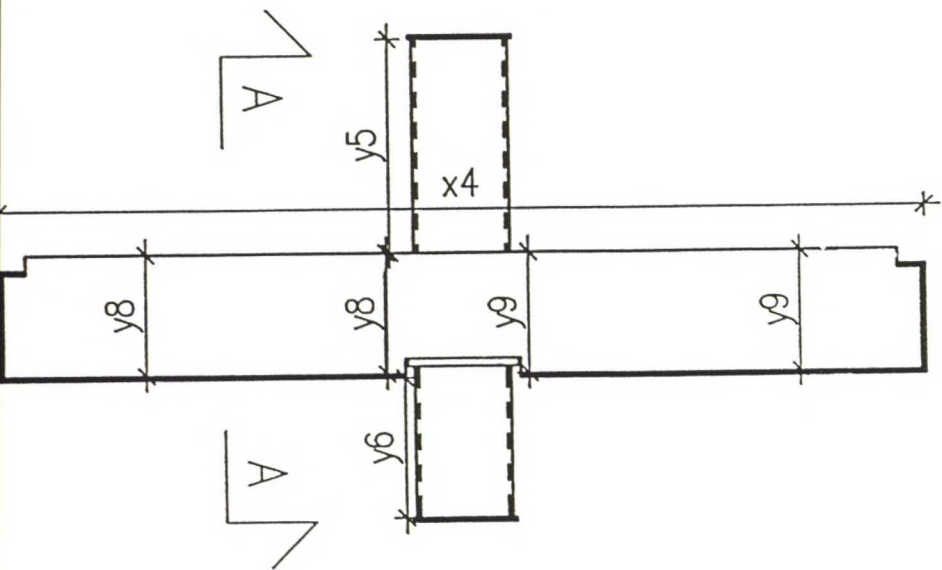
Mitat y10 ja y11 ovat saumaraudoituksen etäisyydet HQ-palkin yläpinnasta.

Mitat z1 ja z2 ovat ontelolaatan päiden etäisyydet HQ-palkin ylälaipan reunasta.

Mitat z3 ja z4 ovat ontelolaatan valutulppien etäisyydet ontelolaatan ulkoreunasta.

Mitta z5 on pintavalun leveys ja z6 pintavalun reunan etäisyys pilarin kyljestä.

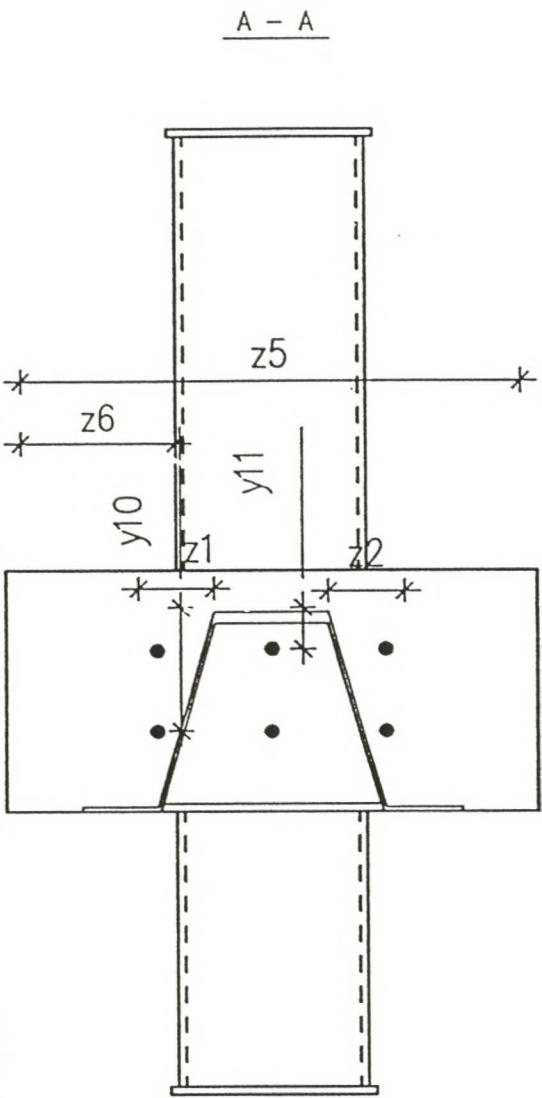
Koekappaleen 2 mitat.



Mitta	Nimellismitta (mm)	2 (mm)			
x4	2440	2434			
y1	50	48			
y2	50	49			
y3	50	50			
y4	50	48			
y5	570	571			
y6	365	365			
y8	309	307			
y9	309	308			

Pituus (xi), korkeus (yi) ja leveys (zi) mittaukset tehtiin rullamitalla tarkkuudella ± 1 mm.
Mitat y1-y4 pintalaatan valun paksuuksia palkin eri kohdista.
Mitta y5 on pilarin päätylevyn alareunasta pintavalun pintaan ja y6 palkin alalaipan alareunasta pilari päätylevyn alareunaan. Mitat y8 ja y9 ovat palkin alalaipan yläpinnasta pintavalun yläpintaan.

Koekappaleen 2 mitat.



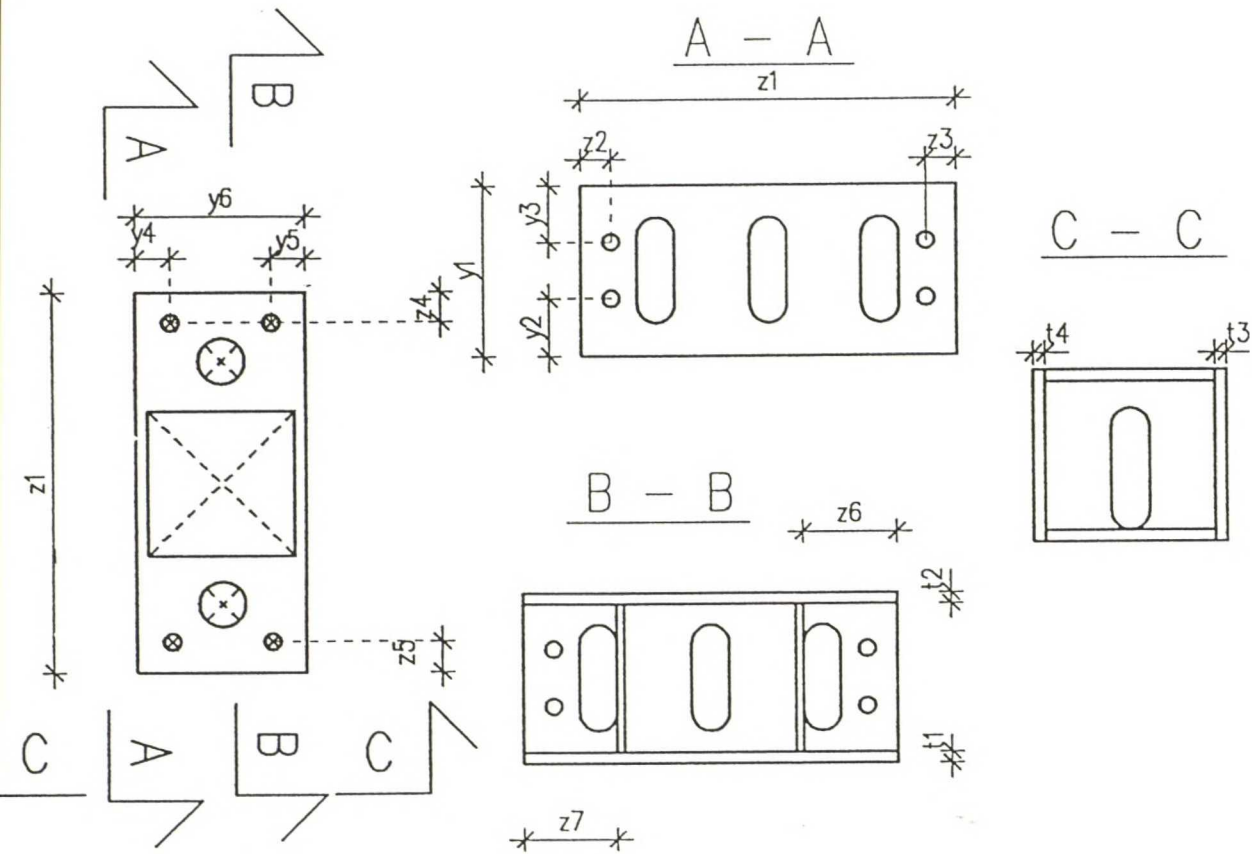
Mitta	Nimellis mitta (mm)	2 (reuna) (mm)	2 (reuna) (mm)	2 keskellä (mm)
y10		155	154	155
y11		51	51	55
z5	700			
z6	225			

Pituus (xi), korkeus (yi) ja leveys (zi) mittaukset tehtiin rullamitalla tarkkuudella ±1 mm.

Mitat y10 ja y11 ovat saumaraudoituksen etäisyydet delta-palkin yläpinnasta.

Mitta z5 on pintavalun leveys ja z6 pintavalun reunan etäisyys pilarin kyljestä.

Liitoskuutioiden mitat kokeissa 1a, 1b, 1c ja 2

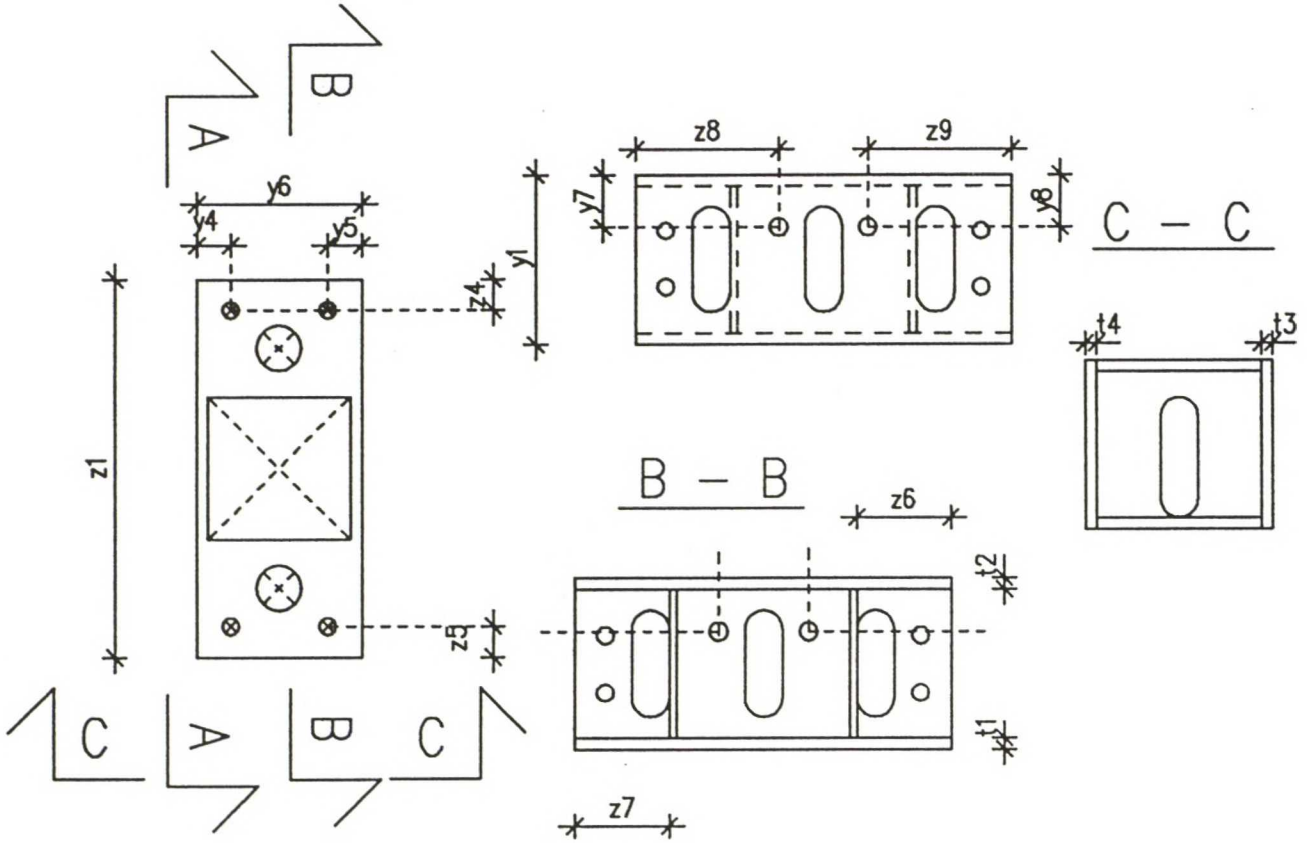


Mitta	Nimellis mitta (mm)	1a (mm)	1b (mm)	1c (mm)	2 (mm)
y1	225	225	224	224	225
y2	65	65	65	64	65
y3	80	80	79	80	79
y4	60	60	61	62	61
y5	60	60	60	60	61
y6	250	250	250	250	250
z1	500	499	499	501	500
z2	40	40	40	39	40
z3	40	40	40	39	39
z4	40	40	40	40	40
z5	40	40	40	40	40
z6	125	125	125	125	124
z7	125	126	124	125	125
t1	15	15.1	15.1	15.1	15.1
t2	15	15.1	15.0	15.1	15.1
t3	15	15.1	15.1	15.1	15.1
t4	15	15.1	15.1	15.1	15.1

Pituus (xi), korkeus (yi) ja leveys (zi) mittaukset tehtiin rullamitalalla tarkkuudella ± 1 mm ja

ainevahvuudet mitattiin työntömitalla tarkkuudella ± 0.1 mm

Koekappaleen 2 liitoskuution pultinreikien sijainti.



Mitta	Nimellismitta (mm)	2 (mm)	2 (mm)
z8	190	189	188
z9	190	190	190
y7	70	70	77
y8	70	70	77

Pituus (xi), korkeus (yi) ja leveys (zi) mittaukset tehtiin rullamitalla tarkkuudella ± 1 mm.

Z8 ja Z9 ovat kierretangonreiän etäisyys kuution reunasta. Y7 ja Y8 ovat kierretangon reikien etäisyydet kuution yläreunasta. Jälkimmäinen sarake kuvaa mittoja vastakkaiselta puolelta.

Betonikuutioiden puristuskoetulokset

Koekappaleiden betonivalun yhteydessä otettiin betonimassasta koekuutiot, jotka valmistettiin, säilytettiin ja testattiin standardin SFS 4474 mukaisesti. Koekuutioiden koeistus suoritettiin tietokoneohjatulla hydraulipuristimella TKK:n betoniteknikan laboratoriossa.

Betonimassana saumavalussa ja pintalaatan valussa käytettiin kiihdytettyä ja notkistettua K30 lujuusluokan valmisbetonia. Betonimassan maksimiraekoko oli 8. Betonin toimittaja toimitti kuitenkin normaalisti kovettuvaa betonia kokeisiin 1b ja 1c.

Yläpuolisen pilariosan asennuksen yhteydessä käytettiin juotosbetonina kutistumatonta ja paisuvaa Fescon 600/3 K40 betonia. Betonin valmistus ja valu suoritettiin tuotteelle annettujen ohjeiden mukaisesti.

Kuutioiden vertailulujuudet laskettiin SRMK:n B4:N kohdan 6.3.5. mukaan.

Yksittäiset koetulokset muutettiin 15mm särmäisen kuution lujuuksiksi B4:n taulukon 4.5 perusteella: Lujuudet ilmoitetaan $0,5\text{MN/m}^2$ tarkkuudella.

Vertailulujuus K_k lasketaan kaavasta

$$K_k = f_{cm} - k \cdot s$$

missä	f_{cm}	on koetulosten keskiarvo
	k	kerroin ja
	s	keskihajonta, jonka arvo saadaan lausekkeesta

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{n - 1}}$$

missä	f_{ci}	on yksittäinen koetulos
	n	koetulosten lukumäärä.

Kun hajontalaskelma perustuu vain enintään 3:n kuution antamiin tuloksiin, on keskihajonnan arvona käytettävä vähintään 2MN/m^2 . Saatu vertailulujuus ilmoitetaan 1MN/m^2 tarkkuudella.

Kerroin k saadaan B4:n taulukosta 6.4, joka on 1.65.

Betonikuutioiden puristuskoetulokset

Betonikuutioiden puristuskokeet

Koekappale / valupvm.	Kuutio	Koestusikä (vrk)	Lujuus N/mm ²	Keskihajonta N/mm ²	Vert.lujuus N/mm ²
1b 22.10.1996	1	10	33,9	0,47	30
	2		33,2		
	3		34,1		
1c 22.10.1996	4	15	36,2	0,15	33
	5		36,4		
	6		36,5		
2 5.12.1996	7	13	37,6	1,03	36
	8		37,0		
	9		39,0		

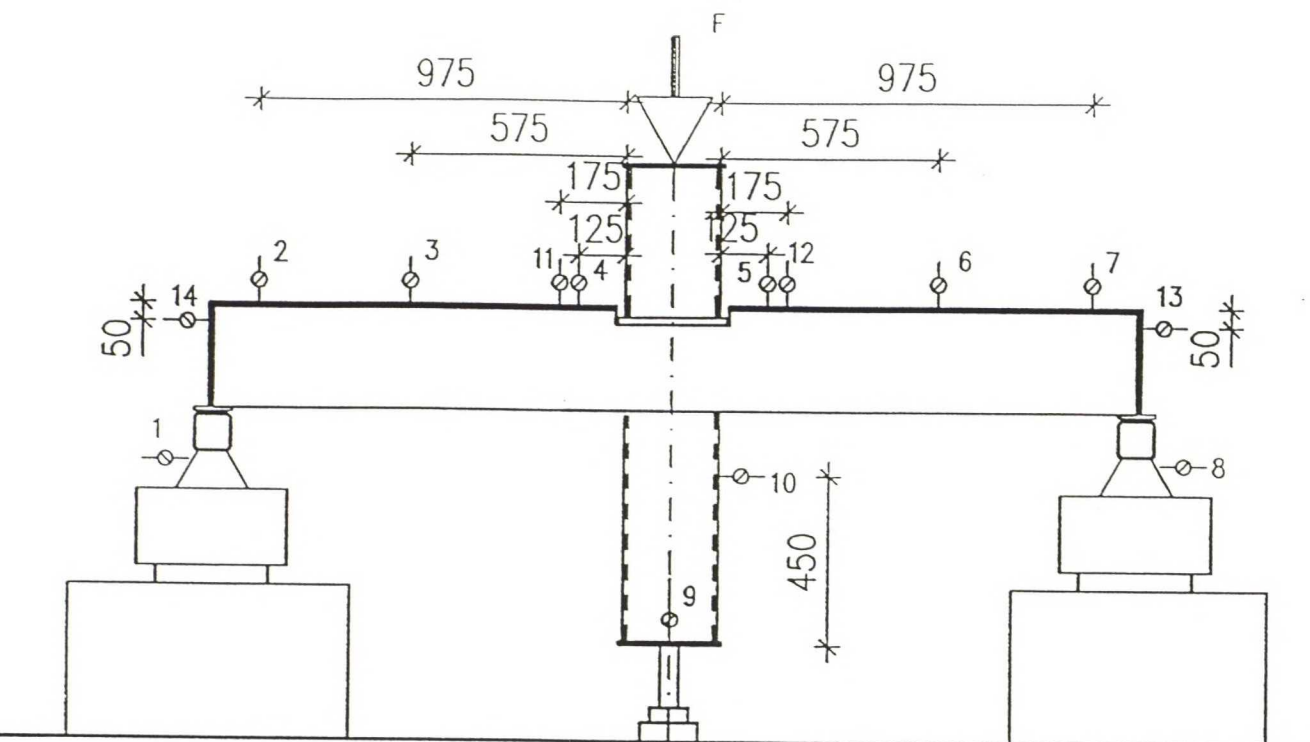
Keskihajonnan ollessa < 2, käytettiin 2 N/mm².

Kokeissa 1b ja 1c: Betoni K30 max 8 nesteytetty normaalisti kovettuva.

Kokeessa 2: Betoni K30 max 8 nesteytetty nopeasti kovettuva.

Juotosbetonille ei tehty puristuslujuus kokeita.

Kokeiden 1a, 1b, 1c ja 2 mittauspisteet ja -anturit



Anturin nro.	Mittausalue (mm)
1	±20
2	±10
3	±20
4	±100
5	±50
6	±20
7	±10
8	±20
9	±100
10	±5
11	±100
12	±100
13	±20
14	±20

Siirtymäantureina käytettiin induktiivisia mitta-antureita , jotka mitattiin paikoilleen rullamitalla tarkkuudella ± 1 mm.

Anturit 2-7 sijoitettiin palkin keskilinjalle ja anturit 11 ja 12 20mm sivuun keskilinjalta.

Anturit mitattiin paikoilleen pilarin kyljestä lähtien.

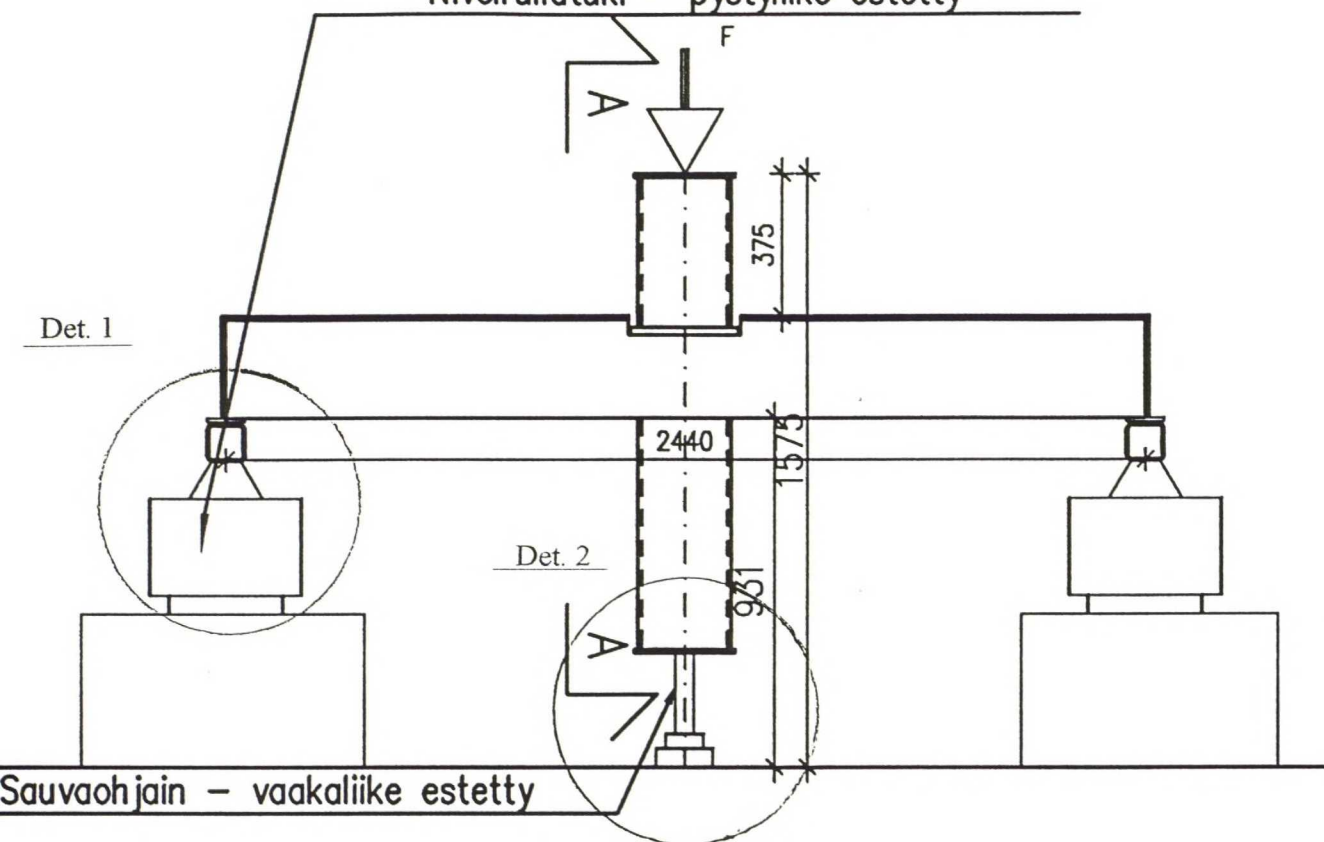
Siirtymäanturit 13 ja 14 sijoitettiin 50 mm päähän palkin alalaipan alareunasta palkin keskilinjalle

Anturilla 9 mitattiin pilarin pystysuuntaista siirtymää ja se sijoitettiin keskelle pilarin kylkeä.

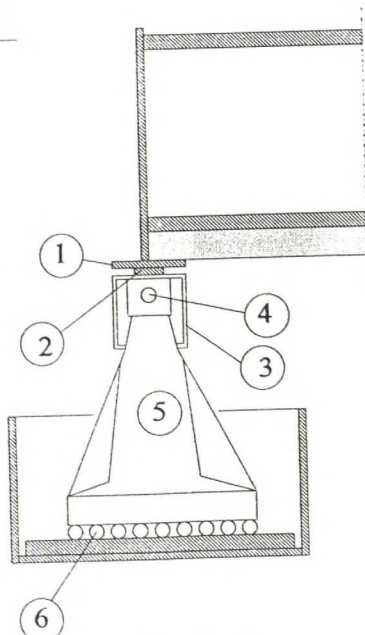
Antureilla 1 ja 8 mitattiin niveltukien vaakasiirtymää.

Rakennekokeiden yleinen koejärjestely

Nivelrullatuki – pystyliike estetty

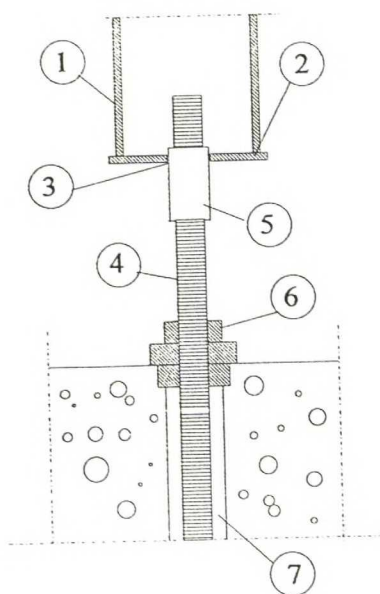


Det. 1



1. Lattateräs 600 x 100 x 10
2. Lattateräs 400 x 15 x 5
3. Tukiputki 100 x 100 x 5 L800
4. Nivelatas 400 x 70
6. Rullataso

Det. 2

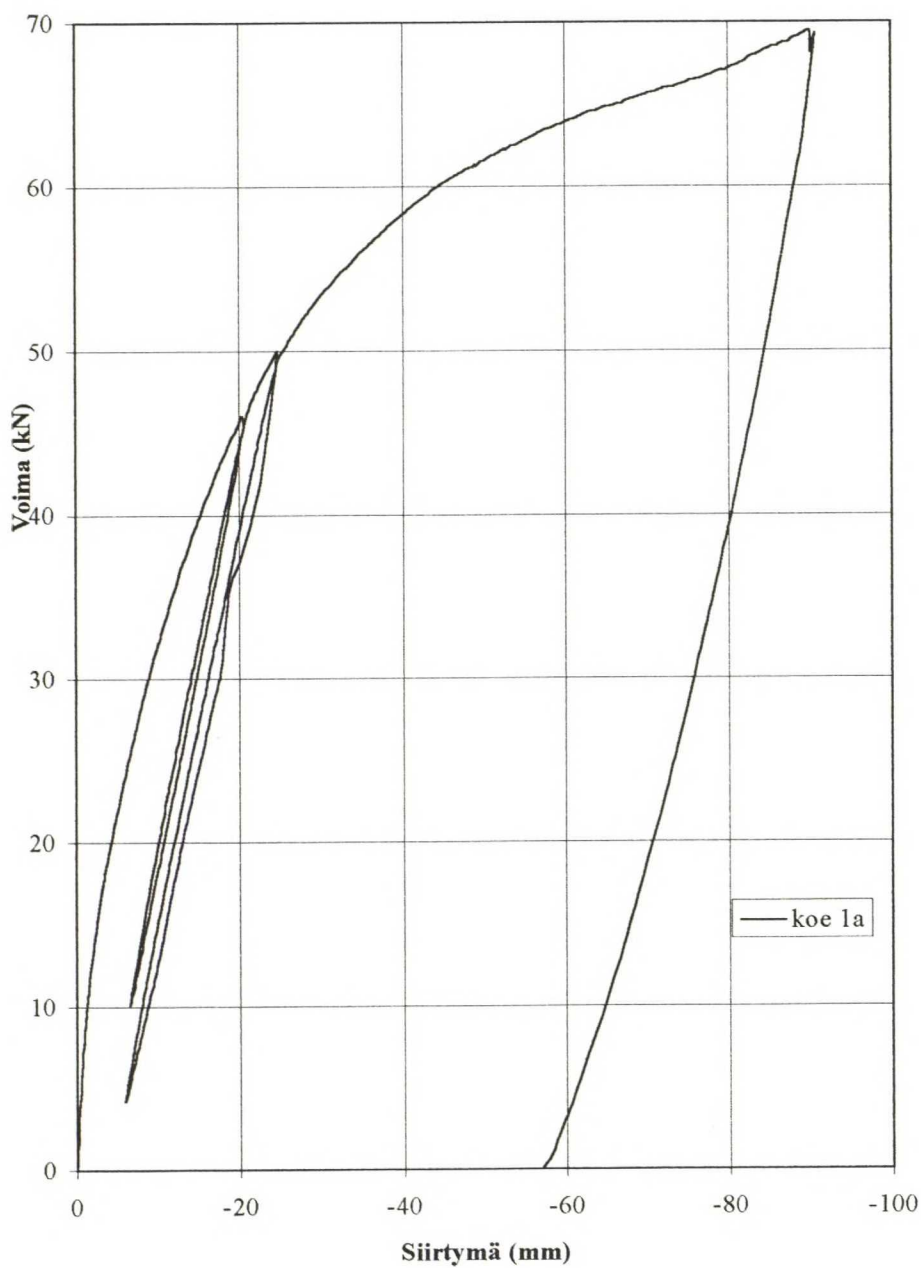


1. Pileri 250 x 250 x 6.3
2. Päätylevy 270*270*10
3. Polttoleikattu reikä d50 mm
4. Kierrepultti
5. Sorvattu ohjausholkki d49 mm
6. Mutteri + tukipalat
7. Koehallin lattian läpi menevä reikä

Kokeen 1a tulokset.

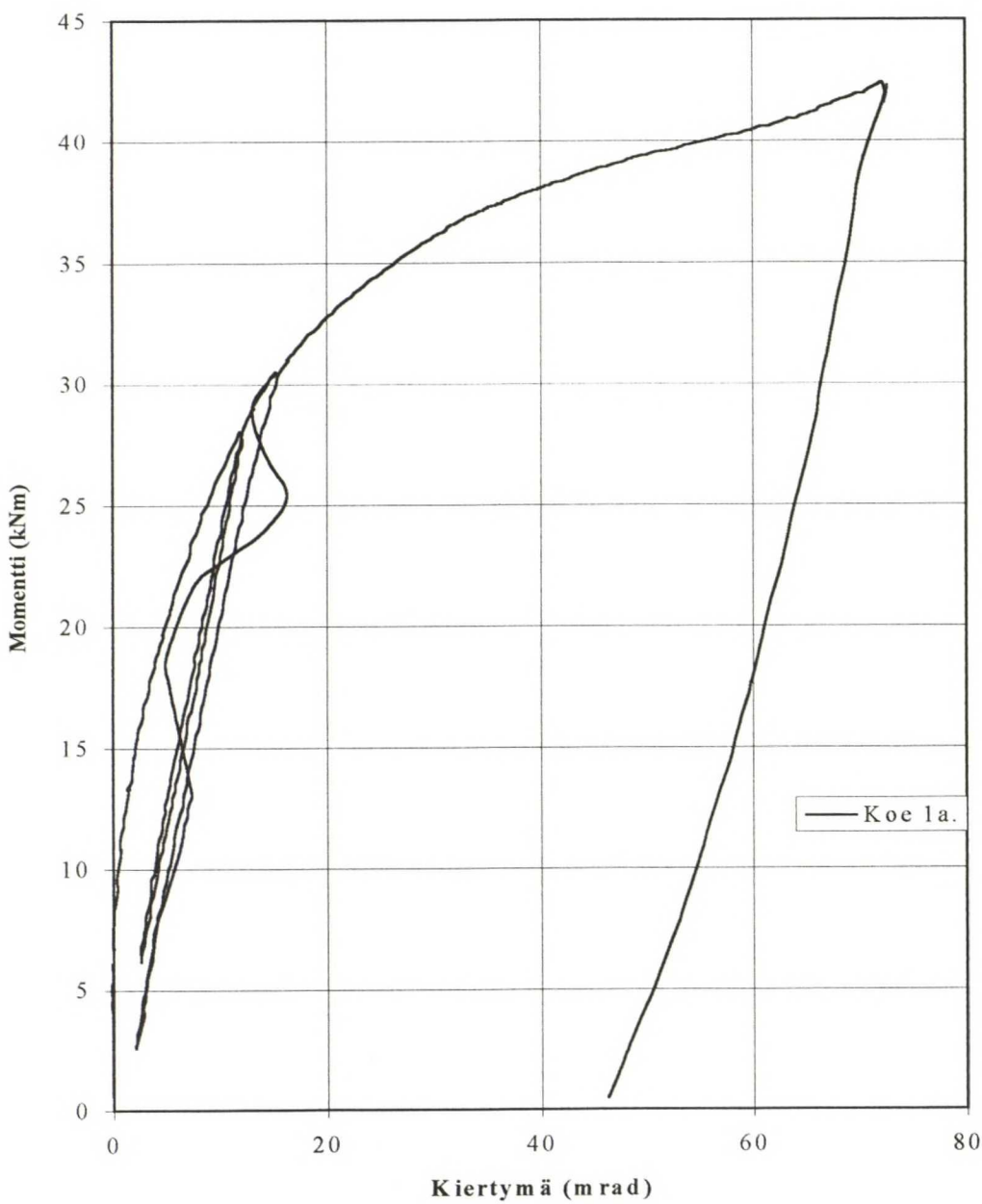
Koe: Rigilock-kuution ja palkin kiertojäykkyys
Pvm: 22.10.1996
Pilari: 250 x 250 x 6.3, S355JR
Palkki: Delta 3-300-6 -160 x 12-500 x 6
L: 2440 mm

**Koe 1a. Voima - siirtymä rakenteen keskellä.
(mittauspiste 9)**



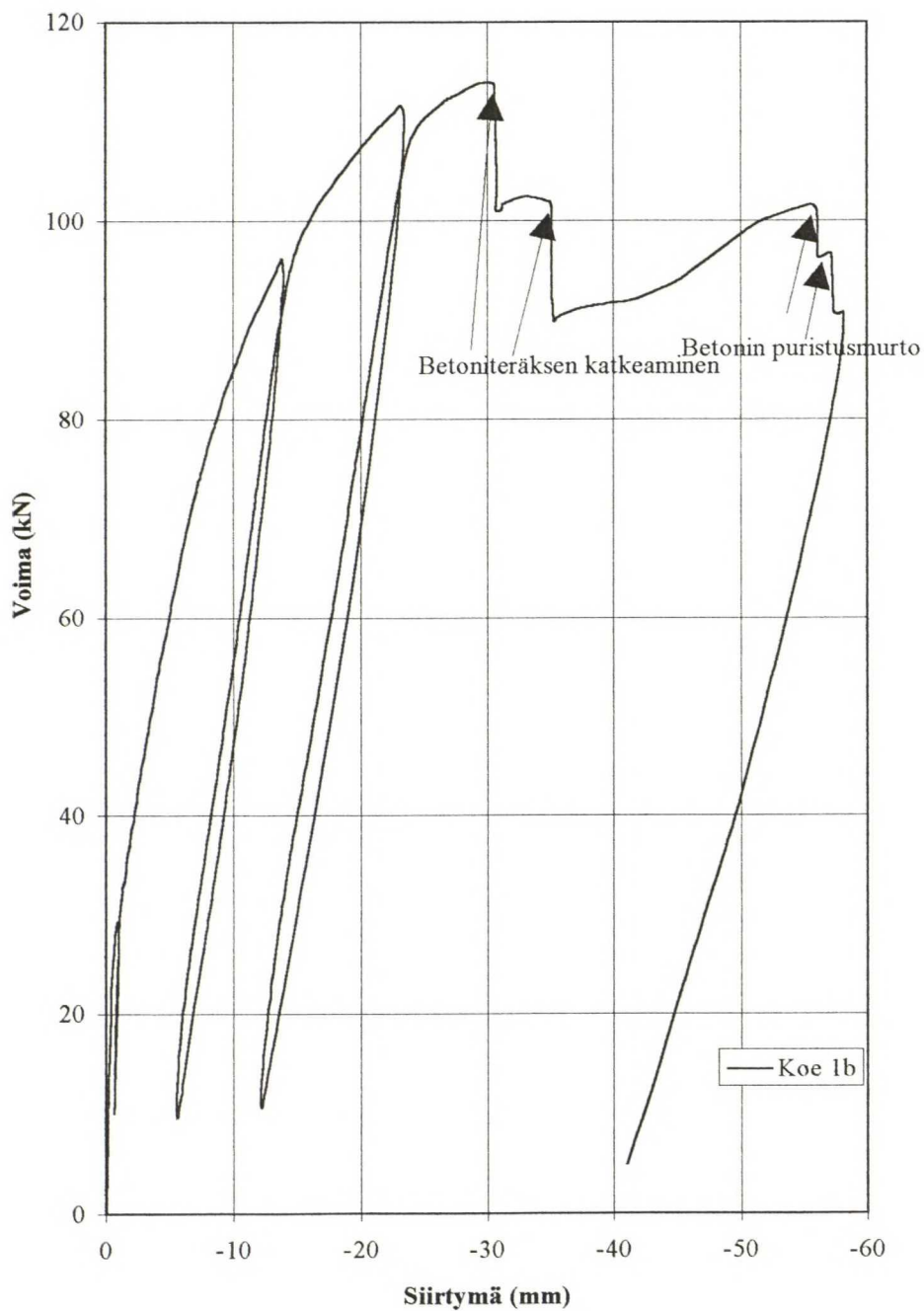
Kokeen 1a tulokset.

Koe: Rigilock-kuution ja palkin kiertojäykkyys, vain teräsosat
Pvm: 22.10.1996
Pilari: 250 x 250 x 6.3, S355JR
Palkki: Delta 3-300-6 -160 x 12-500 x 6
L: 2440 mm

Koe 1a. Momentti-Kiertymä.

Kokeen 1b tulokset.

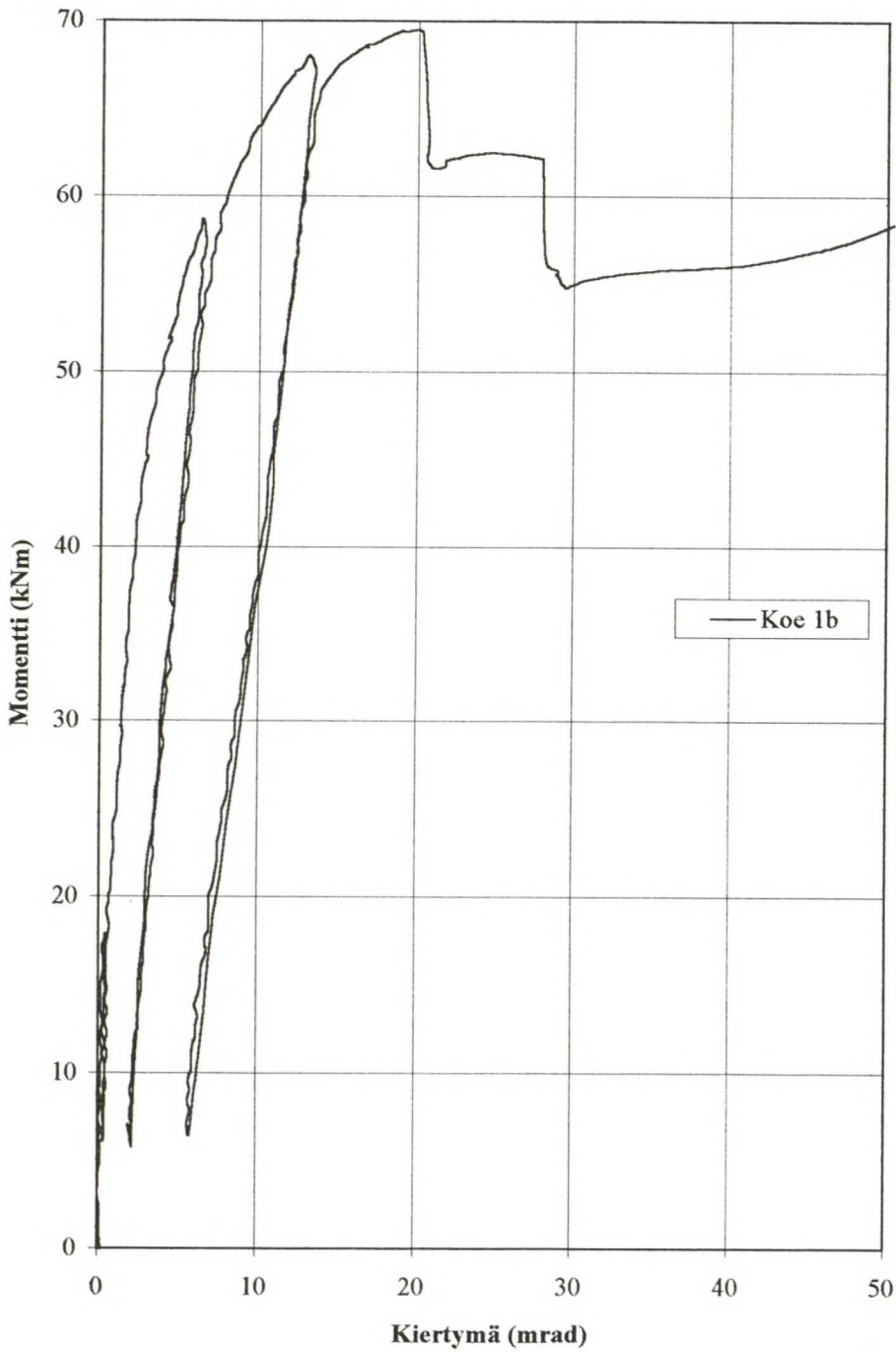
Koe: Rigilock-kuution ja palkin kiertojäykkyys, betonoitu.
Pvm: 1.11.1996
Pilari: 250 x 250 x 6.3, S355JR
Palkki: Delta 3-300-6 -160 x 12-500 x 6 S355JR
L: 2440 mm

Koe 1b. Voima-siirtymä pilarin keskellä (siirtymä 9)

Kokeen 1b tulokset.

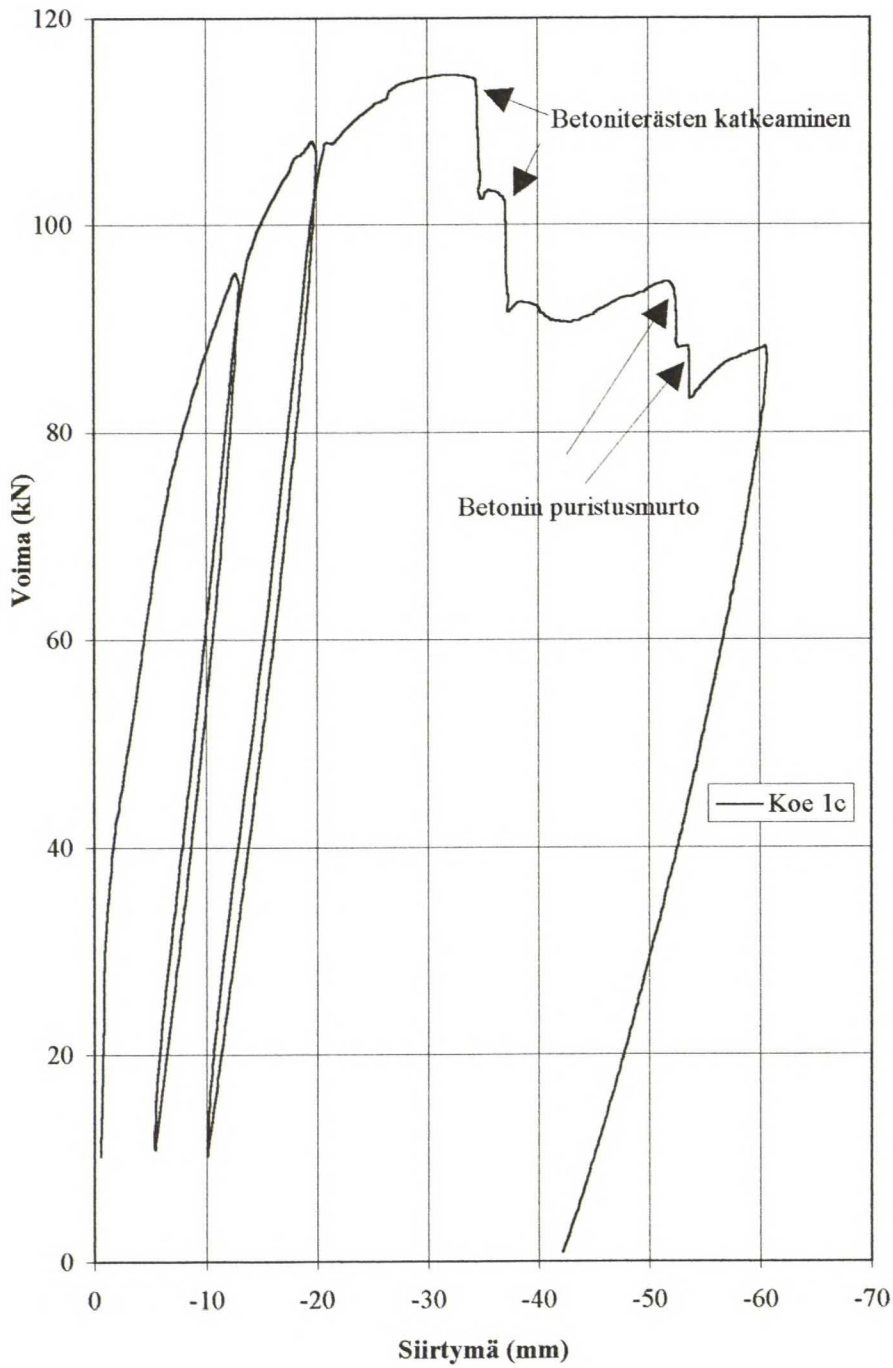
Koe: Rigilock-kuution ja palkin kiertojäykkyys, betonoitu.
Pvm: 1.11.1996
Pilari: 250 x 250 x 6.3, S355JR
Palkki: Delta 3-300-6 -160 x 12-500 x 6 S355JR
L: 2440 mm

Koe 1b. Momentti-kiertymä



Kokeen 1c tulokset.

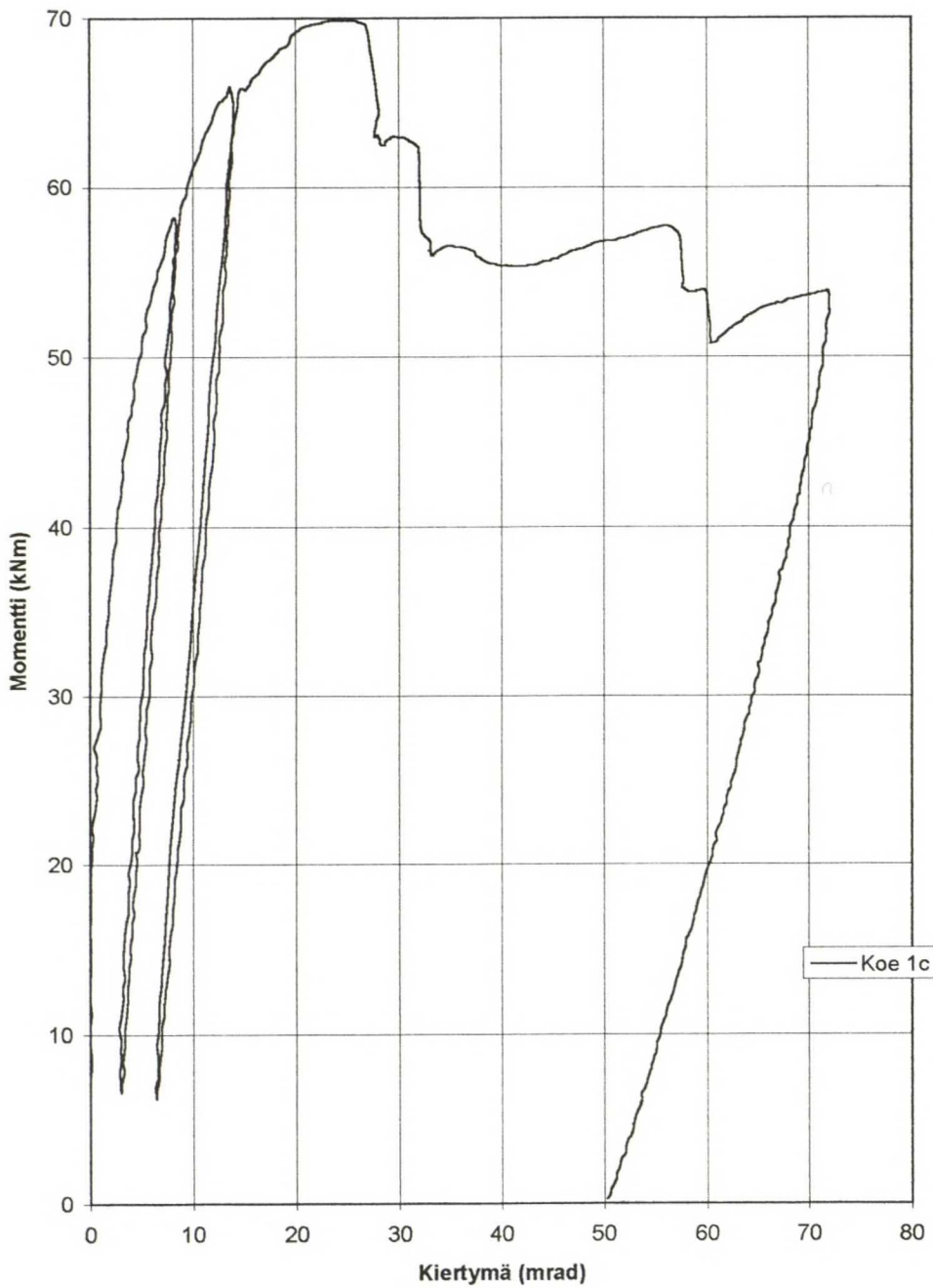
Koe: Rigilock-kuution ja Hq-palkin kiertöjäykkyys, betonoitu.
Pvm: 6.11.1996
Pilari: 250 x 250 x 6.3, S355JR
Palkki: HQ-265-5 -20 x 190-12 x 400 S355JR
L: 2440 mm

Koe 1c. Voima - siirtymä pilarin keskellä (siirtymä9)

Kokeen 1c tulokset.

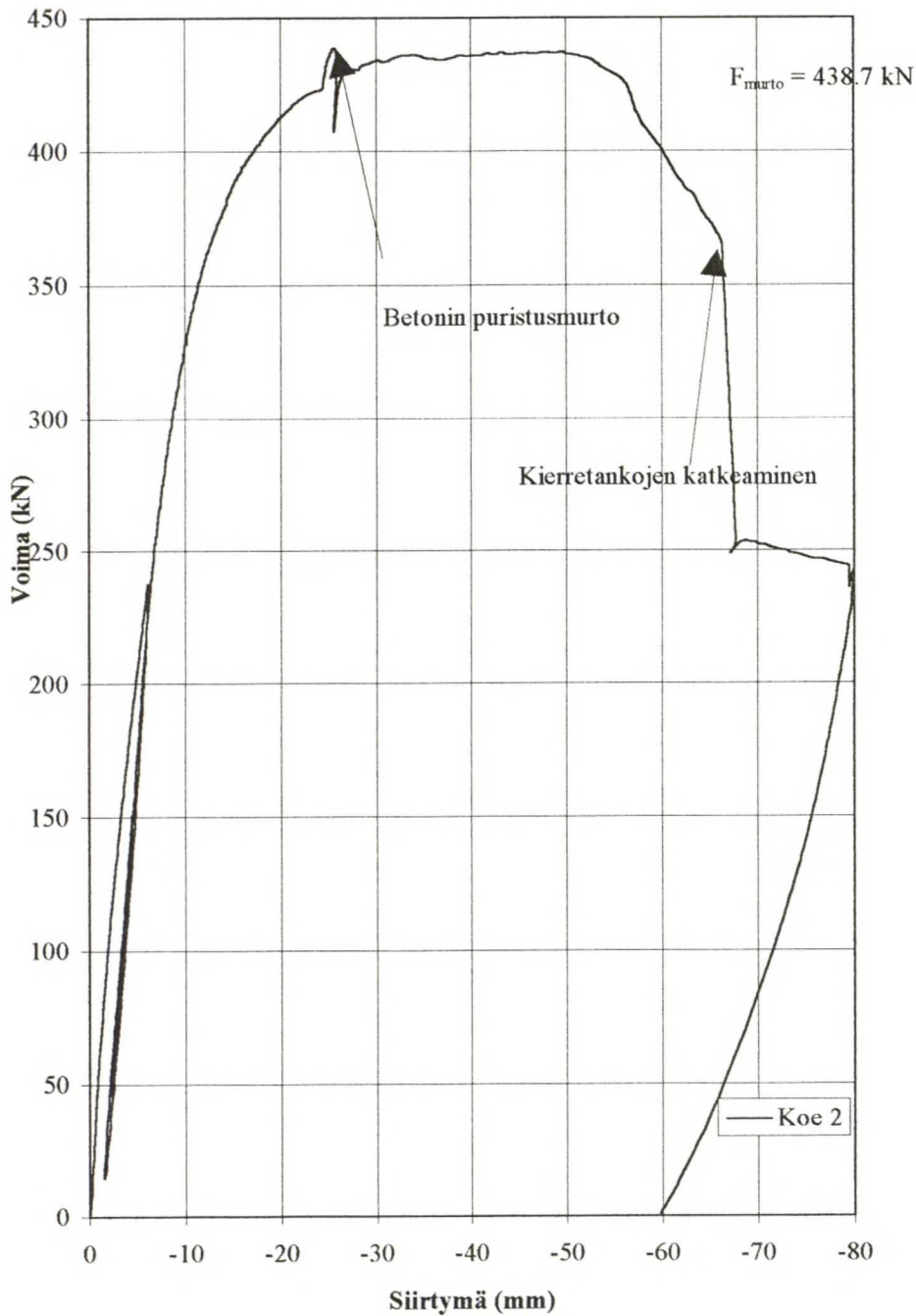
Koe: Rigilock-kuution ja Hq-palkin kiertojäykkyys, betonoitu.
Pvm: 6.11.1996
Pilari: 250 x 250 x 6.3, S355JR
Palkki: HQ-265-5 -20 x 190-12 x 400, S355JR
L: 2440 mm

Koe 1c. Momentti-Kiertymä.



Kokeen 2 tulokset.

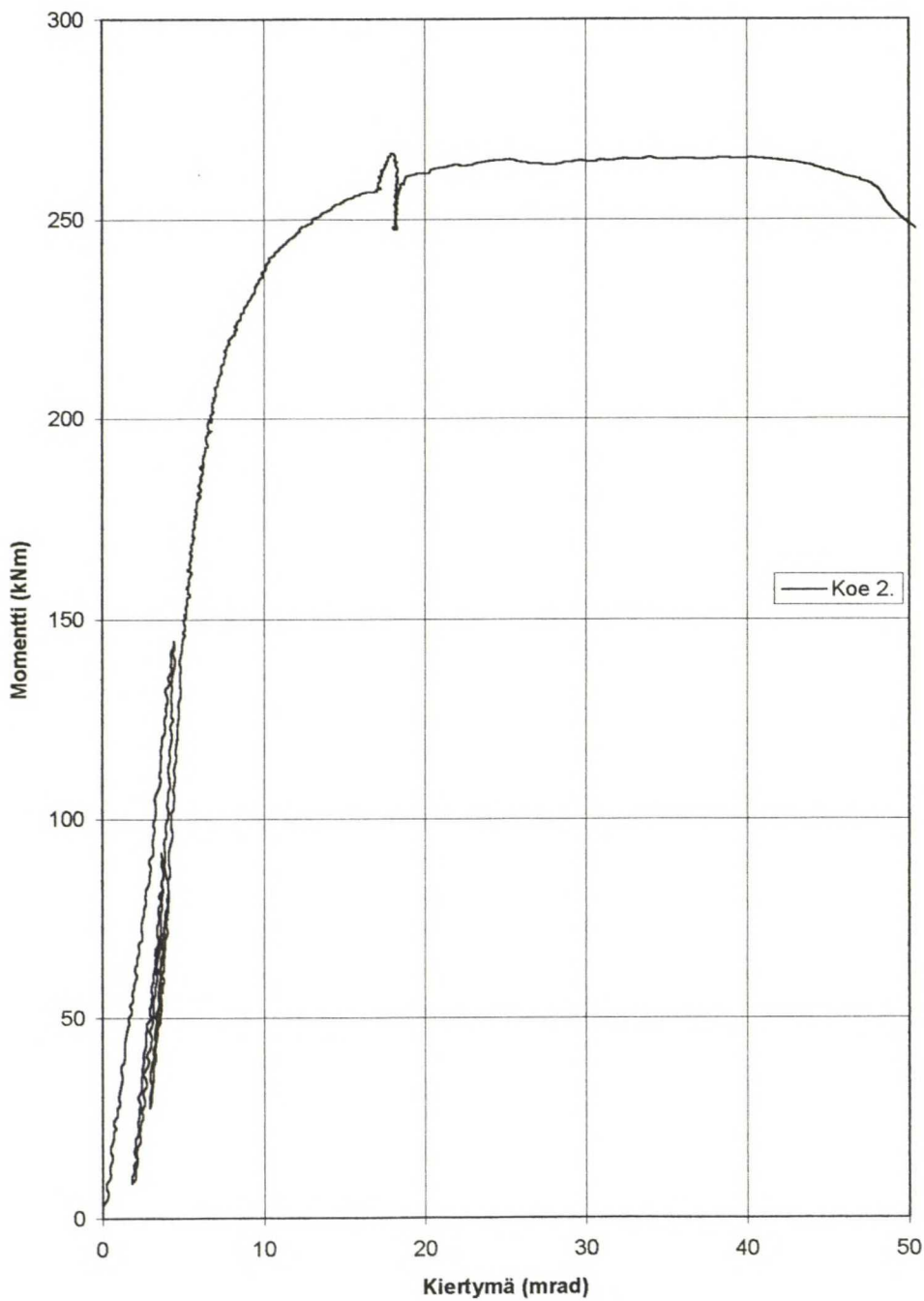
Koe: Rigilock-kuution ja Delta-palkin kiertojäykkyys, betonoitu.
Pvm: 16.12.1996
Pilari: 250 x 250 x 6.3, S355JR
Palkki: Delta-3-300-6 -12 x 160-6 x 500, S355JR
L: 2440 mm

Koe 2. Voima - siirtymä pilarin keskellä (Siirtymä 9)

Kokeen 2 tulokset.

Koe: Rigilock-kuution ja Delta-palkin kiertöjäykkyys, betonoitu.
Pvm: 16.12.1996
Pilari: 250 x 250 x 6.3, S355JR
Palkki: Delta-3-300-6 -12 x 160-6 x 500, S355JR
L: 2440 mm

Koe 2. Momentti-kiertymä.



TERÄSRAKENTEIDEN TUTKIMUS-JA KEHITYSPÄIVÄT

16.1...17.1.1997 Oulun Yliopisto

Rigilock- runkojärjestelmän liitoksen kehitystutkimus

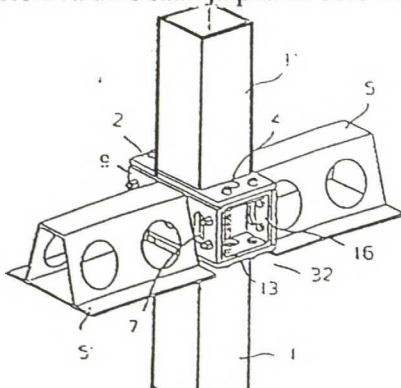
Mäkeläinen Pentti ja Laitinen Ari
TKK, Teräsrakennetekniikka
Rakentajanaukio 4, 02150 ESPOO
puh (09) 4513824, fax (09) 4513826

Johdanto

Rigilock-runkojärjestelmän ideana on pilari-palkki liitokseen kehitetty liitoskappale, johon pilarit ja palkit voidaan liittää osittain jäykkinä laippaliitoksina. Kuutioon liitettävät osat ovat yksiaukkoisia palkkeja ja yhden kerroksen korkuisia pilareita, jotka saadaan liitettyä helposti jatkuviksi rakenteiksi. Tutkimuksen päätavoitteena on selvittää kuormituskokeiden avulla liitoksen käyttäytymistä ja momentti-kiertymä yhteyden tuntemista, jolloin sen osittainen jäykkyys saadaan hyödynnetyksi. Osittain jäykät liitokset mahdollistavat sivusuunnassa tuetuissa kehissä palkkien korkeuden pienentämisen ja sivusuunnassa tukemattomissa kehissä liitokset ovat yksinkertaisempia, mikä pienentää kehien kokonaiskustannuksia. Kehitystyön tavoitteena on myös vakioda pilareita, palkkeja ja "kuutioita" jolloin osia on mahdollista valmistaa varastoon ja liitosdetaljit helpottuvat, samoin kappaleiden valmistus.

Rigilock-runkojärjestelmä

Rigilock- runkojärjestelmässä pilarit ja palkit liitetään pulttiliitoksin hitsaamalla tai mahdollisesti valamalla koottuun "teräskuutioon"(Kuva 1.). Pilarien ja palkkien päihin on kiinnitetty päätylevyt, joista ne kiinnitetään "kuution" kylkiin. Kuutioon ja päätylevyihin on myös tehty soikeat reiät, joiden läpi saadaan vietyä saumaraudoitus. Palkeiksi soveltuvat hyvin matalavälipohjapalkit esim. Delta-palkki ja HQ-palkki. Pilariksi soveltuu hyvin suorakaide- tai neliöputkipilari. Laatastona voidaan käyttää esim. ontelolaattaa, liittolaattaa tai paikallavalulaattaa. Valmiissa rakenteessa "kuutio" jää betonivalun sisään ja pilarin betoniteräkset saadaan vietyä "kuution" läpi.



- 1.Putkipilari
- 2.Pilarin päätylevy 500*290*20
- 5.Teräspalkki: Delta 3-300 tai HQ
- 9.Palkin päätylevy 500*215*20
- 32 Rigilock-kuutio t=15 mm
- Pituus = 500 mm
- Leveys = 250 mm
- Korkeus = 225 mm
- Teräslaatu S355JR
- Pultit M20 8.8

Kuva 1. Rigilock- runkojärjestelmä. Liitoksen teräsosat.

Kuormituskokeet

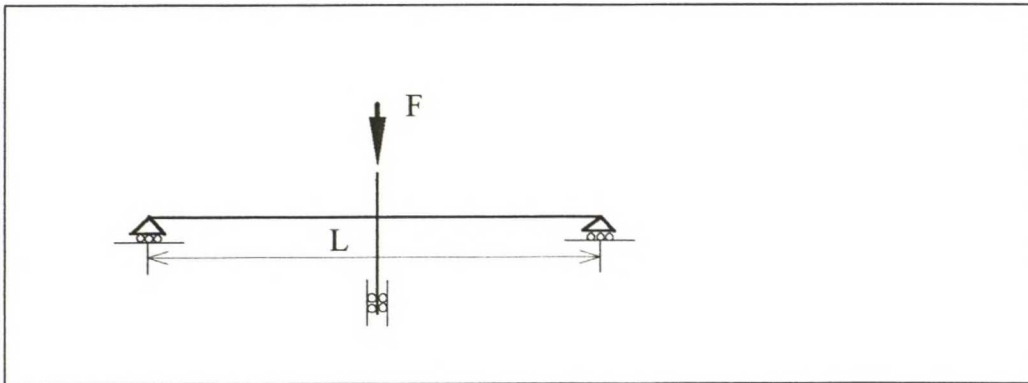
Rakennekokeina suoritettiin neljä koetta, joissa testattiin keskipilarin ja palkkien liitosta. Kokeilla pyrittiin selvittämään palkin ja "kuution" liitoksen momentti-kiertymä kuvaajaa ja liitoksen jäykkyyttä. Momentti-kiertymä yhteyden avulla saadaan rakenne luokiteltua Eurocode3:n mukaan joko jäykäksi, osittain jäykäksi tai niveleksi. Kaikissa kokeissa rakenteena oli ns. krusifiksi-tyyppinen rakenne, joissa liittopalkki jatkuu pilarin molemmille puolille. Rakenteen jännevälinä oli 2,4 m.

Kokeessa 1a koestettiin pelkkiä teräsosia, joissa Delta-palkit oli liitetty kuutioon 4:llä halkaisijaltaan 20 mm:n pulteilla lujusluokkaa 8.8. Pilareina käytettiin putkipilareita 250*250*6.3. Delta-palkkeina käytettiin tyyppiä Delta 3-300, jossa ylälaipan paksuus oli 12 mm ja alalaipan ja uumien paksuus oli 6mm.

Kokeessa 1b koestettiin teräsosiltaan samanlaista rakennetta kuin 1a. Koekappaleeseen oli lisäksi asennettu halkaisijaltaan 10mm:n harjateräkset 2kpl palkin molemmille sivuille sekä 175 mm pitkät ontelolaatan kappaleet, jotka valettiin yhtenäiseksi rakenteeksi saumausbetonilla. Pintalaatan paksuus oli 50 mm. Koekappaleen palkkien kokonaisleveydekisi tuli 700 mm.

Kokeessa 1c koestettiin kokeen 1b kanssa samanlaista rakennetta, mutta teräspalkkina käytettiin HQ-palkkia 265-5-20*190-12*400.

Kokeessa 2 koestettiin samaa rakennetta kuin kokeessa 1b, mutta liitosta oli vahvistettu Delta-palkin sisälle asetetuilla "kuution" läpi menevillä kahdella halkaisijaltaan 20 mm:n kierretangolla, joiden tarkoituksena oli siirtää palkin ylälaipan veto rakenteen läpi. Saumaraudoituksena käytettiin 6kpl halkaisijaltaan 20mm:n betoniteräksiä, joista kaksi oli sijoitettu Delta-palkin sisään. Kierretankojen pultit kiristettiin Delta-palkin uumassa olevien reikien kautta.

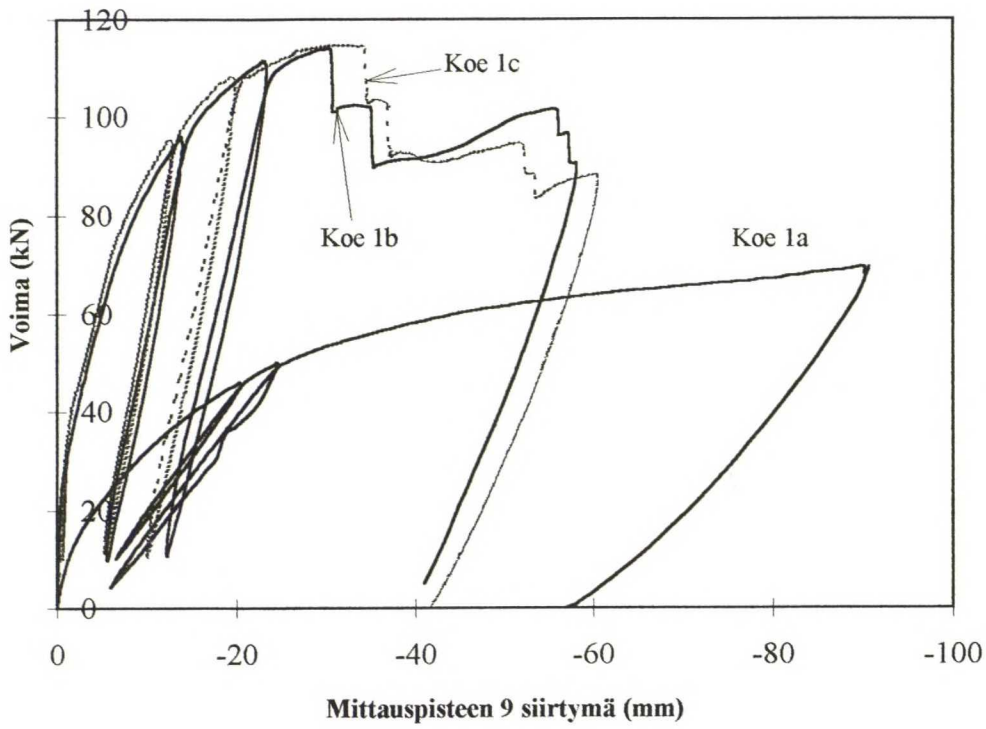


Kuva 3.4. Kuormituskokeiden rakennemalli.

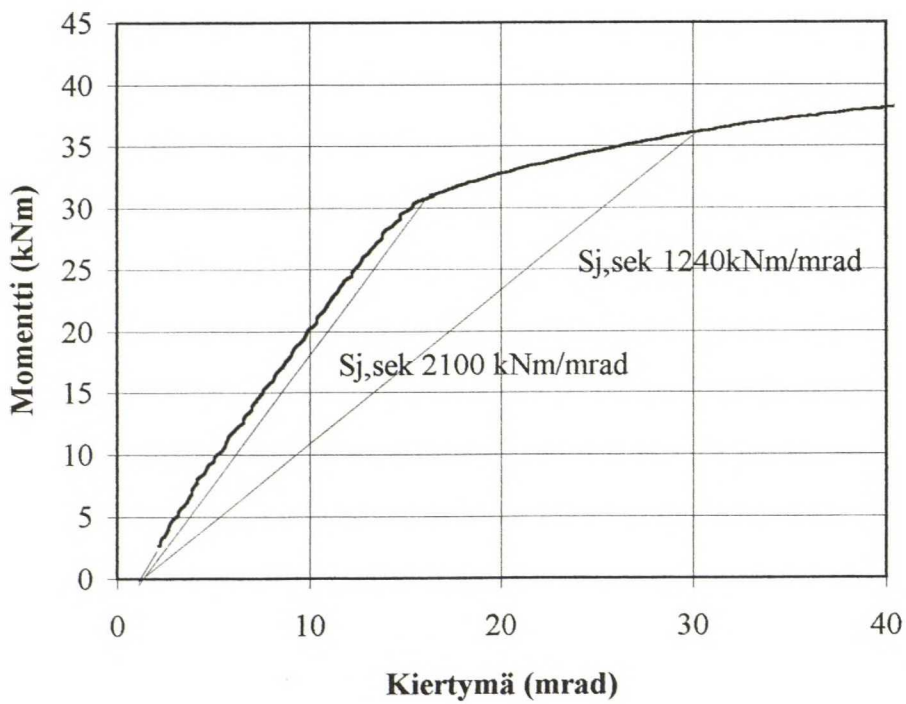
Tulokset

Kuormituskokeiden voima-siirtymä kuvaajista on selvitetty momentti-kiertymä kuvaajat, joista saadaan selvitettyä liitoksen sekanttijäykkyydet. Lisäksi liitos on luokiteltu Eurocode 3:n mukaan jäykistämättömänä ja jäykistettynä kehänä kuvaajissa mainituin oletusarvoin.

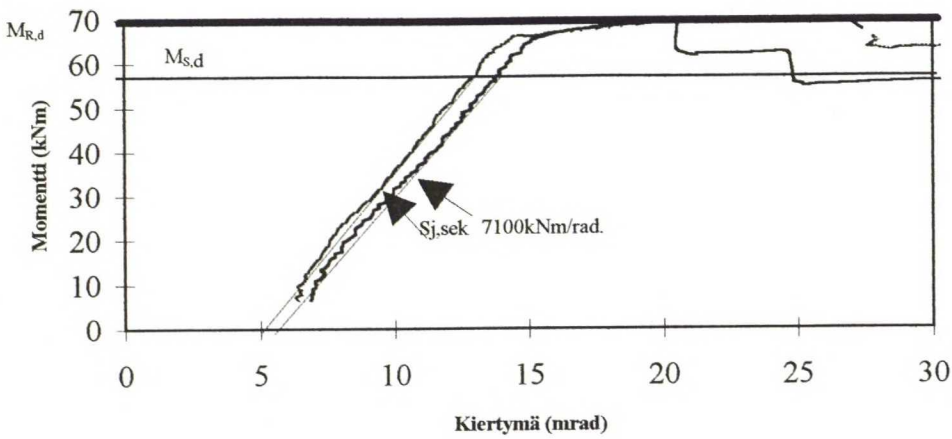
Koe 1a, 1b ja 1c. Voima-siirtymä pisteessä 9.



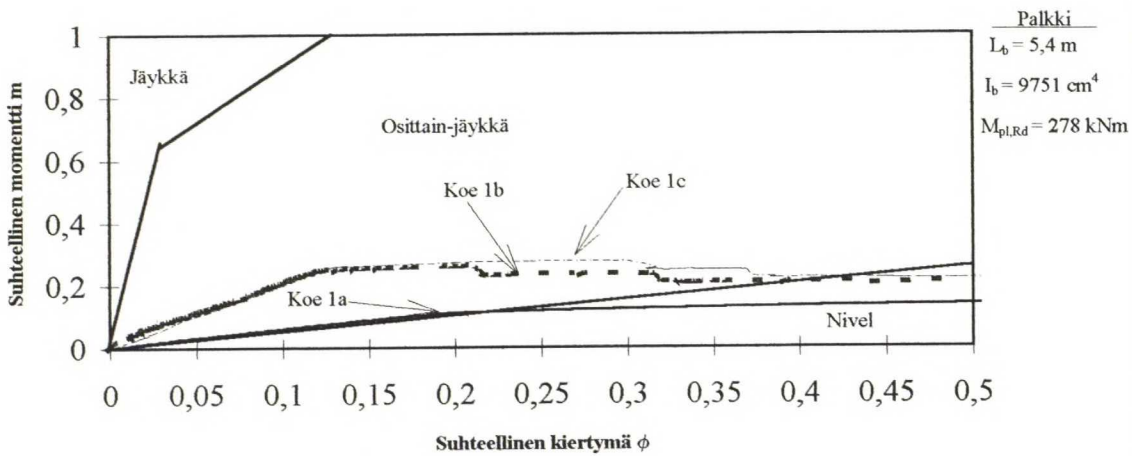
1a. Momentti-kiertymä



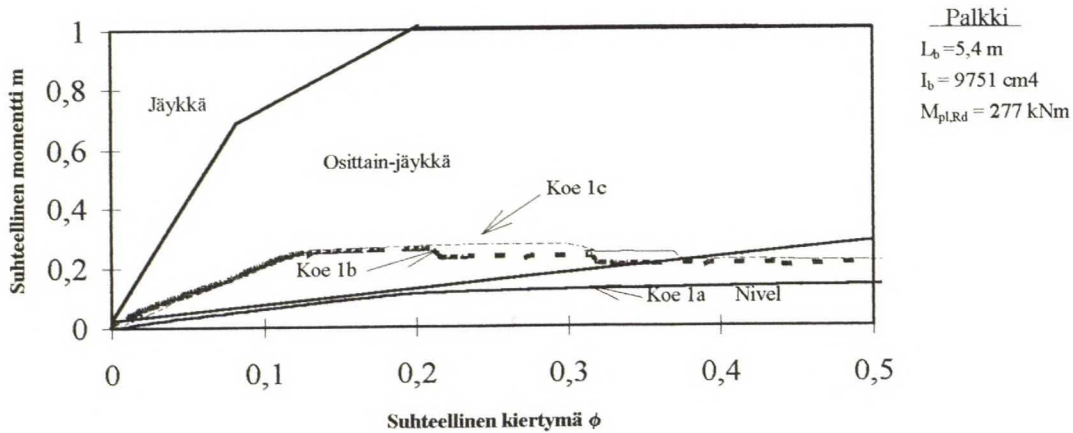
1b ja 1c momentti-kiertymä.



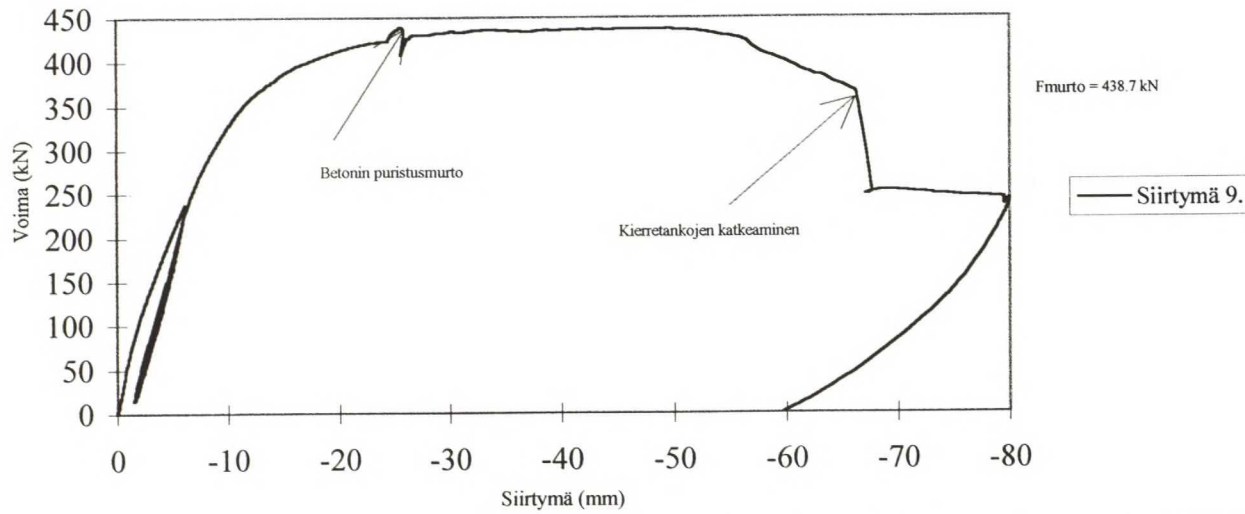
1a, 1b ja 1c Liitoksen luokittelu, jäykistämätön kehä.



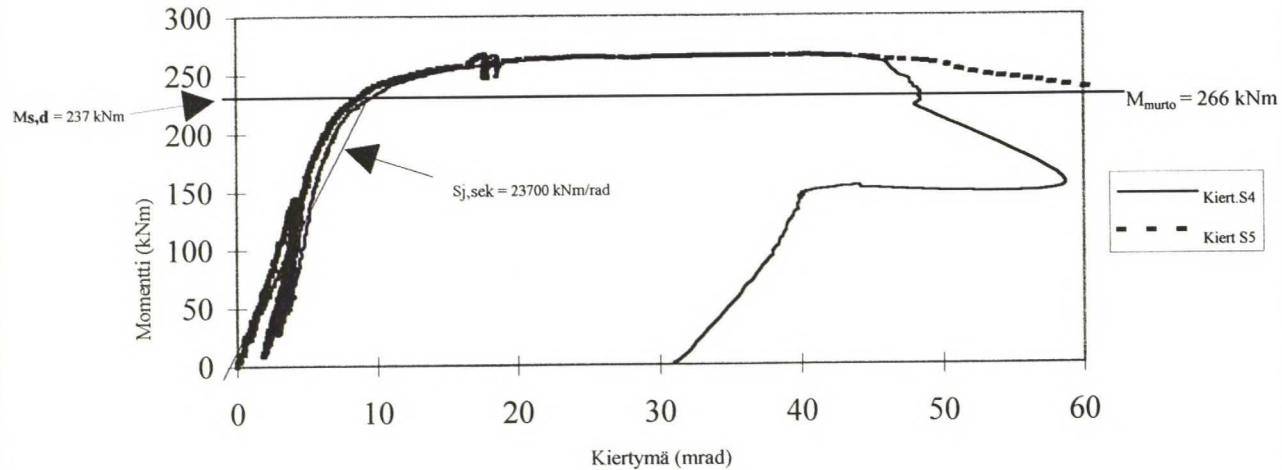
1a, 1b ja 1c liitoksen luokittelu, jäykistetty kehä



Koe 2. Voima - siirtymä jännevälin keskellä.



Koe 2. Momentti - kiertymä.



Koe 2. Liitoksen luokittelu, jäykistämätön ja jäykistetty kehä.

